



TITLE:

山岳トンネルの路盤隆起現象およびその対策工に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

嶋本, 敬介

CITATION:

嶋本, 敬介. 山岳トンネルの路盤隆起現象およびその対策工に関する研究. 京都大学, 2014, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2014-03-24

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r12818>

RIGHT:

山岳トンネルの路盤隆起現象
およびその対策工に関する研究

嶋 本 敬 介

論文要旨

山岳トンネルの路盤隆起現象およびその対策工に関する研究

嶋本 敬介

供用中の山岳トンネルにおいて、路盤部に地圧が作用し、長期にわたって徐々に路盤が隆起することがある。この路盤隆起は何らかの対策をしない限り、その進行が自然と収束することはほとんどない。

トンネルの路盤隆起対策としては、インバートのないトンネルではインバートの新設、インバートが破壊された場合はインバートの打替えが非常に効果的ではあると考えられるが、そのためには路盤部の掘削が必要となり、施工時間が長くなる。しかし、供用中のトンネルにおいて長時間の作業を実施することは、社会的影響を考えると現実的に困難であることが多く、インバートによる対策と比較して短い作業時間で施工可能なロックボルトによる対策を実施するケースが多い。

そこで、本研究では、路盤隆起メカニズムの解明、路盤隆起対策工の設計法の確立を目的として事例分析、模型実験、数値解析により検討した。

第2章では、路盤隆起に関連する既往の研究について整理した。ここでは、既往の研究を供用後の路盤隆起に関する研究事例、実トンネルの路盤隆起に対する対策工の検討事例、早期閉合に関する検討事例という3つのカテゴリーに分けて紹介した。その結果、早期閉合による建設時の変状の抑制効果を検討した事例は多いものの、供用後の路盤隆起に着目して、模型実験から数値解析まで体系的に実施した事例は少ないことを確認した。

第3章では、文献調査を実施し、路盤隆起が発生したトンネルを一覧表にまとめた。一覧表にまとめるにあたっては、地質や地山強度比、インバートの有無、変状パターン等に注目して整理した。また、それらの結果を参考として、想定される路盤隆起のメカニズムとして、大きく分けてスクイージングとスウェリングがあることを示した。さらに、路盤隆起が発生したトンネルで実施された対策工とその効果についても整理した。

第4章、第5章では、それぞれ、第3章で想定した路盤隆起のメカニズムである、スクイージング（地山の塑性化に伴う押出し）とスウェリング（地山の吸水膨張）に着目して、それぞれのメカニズムを表現する模型実験を実施した。

第4章では、地山を低強度モルタルで模擬し、側方から模擬地山を介してトンネル模型に載荷をする模型実験を実施した。これにより、路盤部が塑性化し、路盤隆起が発生する。実験ケースとして、路盤隆起対策工としての下向きロックボルトの本数、長さ、径といった仕様をパラメータとし、各ケースを比較した。その結果、ロックボルトの作用メカニズムとして、ロックボルトの打設範囲でせん断帯が発達するのを防ぎ、路盤部が一体として挙動するようになることで隆起を抑制することが分かった。さらに模型実験の数値解析も

実施し、下向きロックボルトの効果を定量的に評価した。その結果、ロックボルトの配置としては、変状箇所だけを集中して補強をするとその周りの箇所で変状が進行する可能性があるので、バランス良く打設することが重要であること、ロックボルトは軸方向に垂直な方向へのせん断力に対する抵抗ではなく、引張材として効果を発揮していること、ロックボルトの打設角度としては、 20° 程度であればそれほど影響は大きくないが、打設角度を変えることで定着長が不足しないようにすることが重要であること等が分かった。

第5章では、トンネル模型のインバート下に膨張モルタルを打設することにより、吸水膨張による路盤隆起を模型実験で表現した。これにより、時間とともに進行する路盤隆起を模型実験で表現できた。実験ケースとして、下向きロックボルトありのケースとなしのケースを比較した。また、吸水膨張を温度応力解析における熱膨張として表現することで模型実験の数値解析も実施し、下向きロックボルトの効果を定量的に評価した。その結果、インバートで脆性的な破壊が生じ、急激に隆起しようとするとき、下向きロックボルトがある場合には、ロックボルトが引張材として機能し、瞬時に軸力として負担することにより、急激な隆起を防ぐことが分かった。その他、ボルト長を長くすると、隆起速度抑制率は大きくなるもの、効果を発揮する期間は長くなること、プレストレスの導入は、地山の応力状態を安定化させ塑性化を抑制する「内圧効果」を期待する場合には有効であると予想されるが、インバートに作用する荷重に対して隆起量を小さくする「インバート剛性の向上効果」は低下すること等が分かった。

第6章では、地山の強度がトンネルの供用開始後、時間経過とともに徐々に低下していくとする強度劣化モデルにより、実トンネルの路盤隆起を数値解析で表現し、その路盤隆起に対して、対策工としてロックボルトとインバート打替えのケースを実施し、数値解析により、その効果を評価した。その結果、実トンネルの路盤隆起の将来予測を実施でき、ロックボルトの効果としては、第4章で示された作用メカニズムと整合の取れた結果を得た。

ただし、第6章では、既往の研究の一般的な強度劣化モデルと同様に、指定した範囲のせん断強さを一様に低下させている。そこで以降の章では、緩みが大きい要素ほど強度低下が大きいとして、要素ごとに強度低下をさせた。また、第6章では供用後のみに着目し、掘削に伴う地山の緩みといった建設時の影響は考慮できていなかった。そこで以降の章では建設時の影響も考慮する解析を実施した。

第7章では、供用中の山岳トンネルの路盤隆起現象やその対策工の効果には建設時の工法やトンネル構造、掘削による緩みや支保への掘削解放応力の作用が少なからず影響することが予想されることから、三次元逐次掘削解析を実施し、トンネルの掘削から供用後の路盤隆起発生およびその対策工までを一貫して表現する手法を提案した。これにより、近年、施工事例が増加している早期閉合についても、建設時の変位、塑性領域の抑制のみならず、供用中の変状抑制にも効果的であることが確認された。また、下向きロックボルトの設計にあたっては、付着切れやボルト材降伏が発生しないように、ロックボルトの本数、

径、長さ、プレストレスの有無について、地山の状態を考慮しつつ決定する必要があり、十分な仕様であれば、ある程度長期にわたり安定して路盤隆起を抑制することも可能であることが確認された。

第8章では、第7章と同様の手法により、トンネル掘削から供用後の路盤隆起およびその対策工までを一貫してモデル化した。解析ケースとして、インバート半径をパラメータとすることにより、掘削断面積と変位の抑制効果の関係を示した。また、路盤隆起発生トンネルで地中変位計測やロックボルトの軸力計測がよく実施されるものの、その評価法が十分には確立していないことに鑑み、路盤隆起発生時の地中変位分布、ロックボルト軸力分布を整理した。その結果、供用中の地中変位領域は塑性領域と一致したのに対し、掘削に伴う路盤隆起は弾性変形を含むため、影響範囲が広いことを示した。また、ロックボルトの軸力計測については十分な長さの軸力計で計測が実施されない場合には得られる結果がボルト長によってかなり異なることを確認した。

最後に9章で、結言として得られた知見をまとめ、今後の展望、残された課題について述べた。

目 次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 本論文の構成	2
第2章 既往の研究	7
2.1 供用後の路盤隆起に関する研究	7
2.1.1 吉川らの研究	7
2.1.2 大嶋らの研究	9
2.1.3 中田, 大嶋らの研究	11
2.1.4 Anagnostou らの研究	14
2.1.5 砂金らの研究	16
2.2 実トンネルの路盤隆起に対する検討	18
2.2.1 奥井らの検討	18
2.2.2 Chiaverio らの検討	20
2.3 早期閉合に関する研究	22
2.3.1 中野らの研究	22
2.3.2 真下らの研究	23
2.3.3 森崎らの研究	24
2.4 まとめ	25
第3章 路盤隆起のメカニズムと事例分析	28
3.1 路盤隆起現象	28
3.1.1 外因と内因	28
3.1.2 路盤隆起の現象	29
3.2 路盤隆起が発生したトンネルの分析	31
3.3 供用中の路盤隆起対策工の事例とその効果	35
3.4 推定される路盤隆起メカニズム	37
3.5 まとめ	39
第4章 地山の塑性化に伴う路盤隆起に関する検討	43
4.1 模型実験	43
4.1.1 実験準備	43
4.1.2 実験方法	46
4.1.3 実験ケース	47
4.1.4 実験結果	48
4.2 数値解析	55

4.2.1	引抜き試験とその数値解析	55
4.2.2	模型実験の再現解析	58
4.2.3	各種パラメータの影響検討	63
4.2.4	数値解析のまとめ	73
4.3	まとめ	73
第5章	地山の吸水膨張による路盤隆起に関する検討	76
5.1	はじめに	76
5.2	路盤隆起現象の表現方法	77
5.3	インバートがないトンネルを想定した模型実験	79
5.3.1	実験概要	79
5.3.2	実験手順	81
5.3.3	実験結果	86
5.3.4	まとめと課題	90
5.4	インバートを有するトンネルを想定した模型実験	91
5.4.1	実験条件	91
5.4.2	実験結果	97
5.5	模型実験の数値解析	103
5.5.1	引抜き試験とその数値解析	103
5.5.2	解析条件	106
5.5.3	解析結果	107
5.6	実トンネルの補強を想定した数値解析	111
5.6.1	解析条件	111
5.6.2	解析結果	112
5.6.3	ロックボルトの効果の評価と作用メカニズム	119
5.7	まとめ	120
第6章	強度劣化モデルによる実トンネルの路盤隆起の評価	123
6.1	再現解析対象トンネルの概要	123
6.2	解析モデル	124
6.3	解析結果	127
6.4	まとめ	129
第7章	建設時の影響を考慮した路盤隆起に関する検討	131
7.1	はじめに	131
7.2	トンネル掘削時の検討	131
7.2.1	解析条件	132
7.2.2	解析結果	136
7.3	供用中の変状に関する検討	139

7.3.1	解析条件.....	139
7.3.2	解析結果.....	141
7.4	供用中の路盤隆起に対する対策工に関する検討.....	144
7.4.1	解析条件.....	144
7.4.2	解析結果.....	147
7.5	まとめ.....	157
第8章	インバート半径が路盤隆起に与える影響に関する検討.....	160
8.1	はじめに.....	160
8.2	トンネル掘削時の検討.....	160
8.2.1	解析条件.....	160
8.2.2	解析結果.....	164
8.3	供用中の変状に関する検討.....	165
8.3.1	解析条件.....	165
8.3.2	解析結果.....	166
8.4	まとめ.....	174
第9章	結論.....	176

謝辞

第1章 序論

1.1 研究の背景

現在,我が国における道路や鉄道のトンネルの総数は10,000箇所以上,総延長は4,500kmを超える状況にある。この中には,戦前に建設されたような古いトンネルも多い。また,古くなくとも,供用後間もなく変状が発生するトンネルもあり,供用中のトンネルに対する維持管理は重要な課題となっている。

山岳トンネルの供用開始後の地圧の作用によるトンネル変状としては,在来工法で建設されたトンネルでは,背面空洞に起因する側壁のひび割れ,押出し,インバートがない場合における路盤隆起等の事例が多くみられる。一方でNATMにより建設されたトンネルでは,トンネル背面に空洞が残りにくいこと,上半,下半には一般的に掘削時の変位を抑える目的で吹付けコンクリート,鋼製支保工,ロックボルトといった支保がなされ,さらに2次覆工も打設されることから,供用開始後に上下半に変状が発生した事例は比較的少ない。一方でNATMのインバート部は在来工法と比べて大きく構造が変わっておらず,上下半と比べて曲率半径が大きく支保がないことが一般的であるため,NATMでは路盤隆起の変状事例^{たとえば1),2)}の割合が多いように思われる。

地圧による側壁の押出しや路盤隆起は,たとえば文献3)に示されているように,時間の経過とともに徐々に進行していくことが多く,何らかの対策をしない限りその進行が止まることはほとんどないということが知られている。

鉄道トンネルでは,列車が高速でレール上を走行することから,路盤隆起は列車の走行安定性に大きな影響を与える恐れがあり,また,鉄道トンネルは建築限界と覆工との離隔が小さく,許容できる路盤変位量が小さいことなどから,特に注意を払わなければならない変状であるといえる。また,路盤隆起が発生した場合,特にスラブ軌道のような直結軌道の場合には軌道低下工事は難しく,路盤部の隆起対策は重要な課題となっている。

トンネルの路盤隆起対策としては一般的にインバートの新設,打替えが有効とされているが,そのためには線路下の掘削が必要となり,施工時間が長くなる。しかし,供用中の鉄道トンネルにおいて長時間の作業を実施することは,社会的影響を考えると現実的に困難であることが多く,インバートによる対策と比較して短い作業時間で施工可能なロックボルトによる対策を実施するケースが多い。

ここで,路盤隆起現象に対しては,いくつかの研究^{たとえば4)-7)}により変状要因の分析,現象の解明が試みられているものの,その対策工としてのロックボルトの効果に着目して検討した事例は少ない。もちろんロックボルトに関する研究は数多く行われており^{たとえば8)-11)},力学的な作用メカニズムの解明が試みられているものの,それらは山岳トンネル建設時のロックボルトを対象とした研究であり,路盤部への維持管理段階でのロックボルトの研究は見当たらず,その設計は過去の類似変状・対策事例を参考に経験的な手法で行われることが多いのが現状である。

そこで本論文では、路盤部の隆起現象とその対策工としてのロックボルトに着目し、路盤隆起メカニズムの解明、対策工の設計法を確立することを目的として研究を実施した¹²⁾⁻¹⁵⁾。また、路盤隆起の問題を検討する上で、近年多く採用されている早期閉合が路盤隆起に与える影響¹⁶⁾やインバート半径の影響¹⁷⁾についても検討した。

1.2 本論文の構成

本論文の構成を図-1.1 に示す。

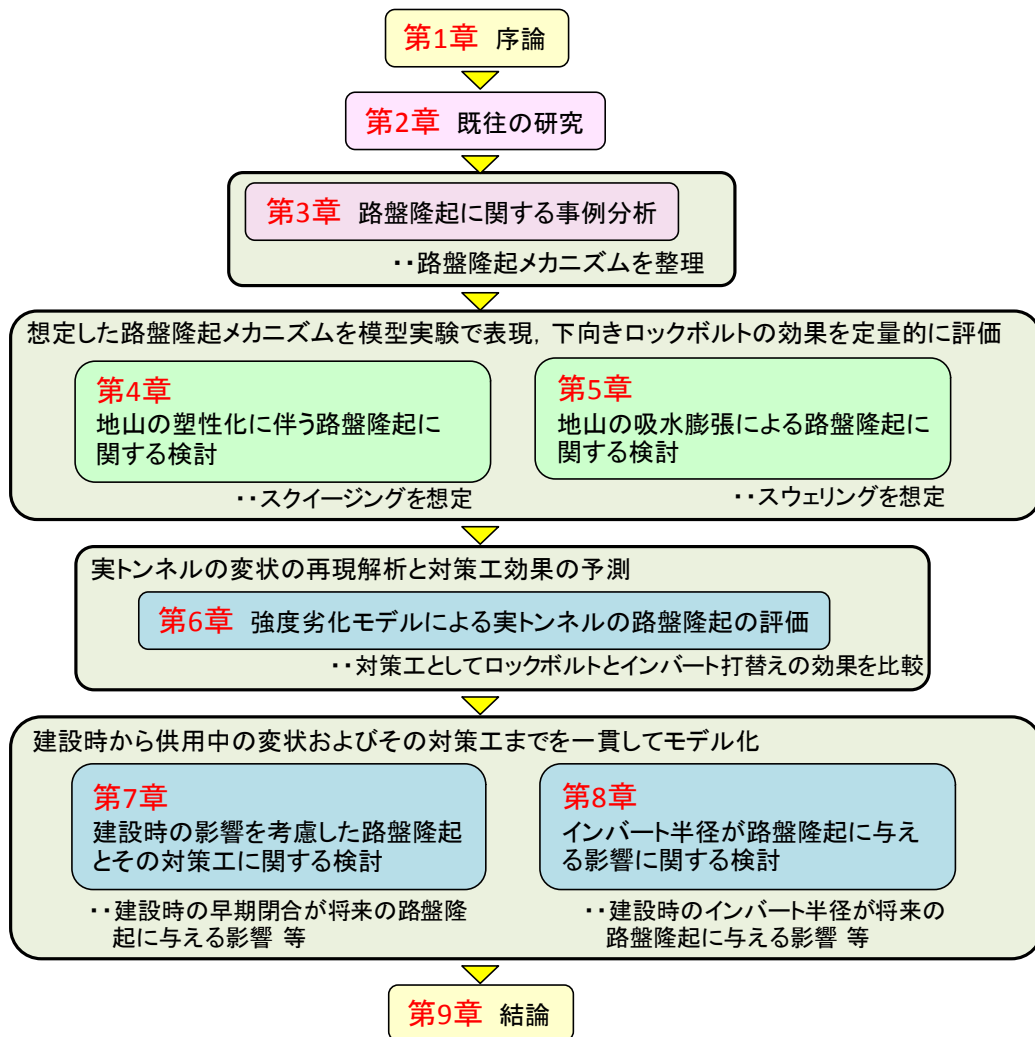


図-1.1 本論文の構成

第2章では、インバートや路盤隆起に関する既往の研究について示した。ここでは、既往の研究を供用後の路盤隆起に関する研究事例、実トンネルの路盤隆起に対する対策工の検討事例、早期閉合に関する検討事例という3つのカテゴリーに分けて、既往の研究を紹介し、既往の研究で検討が不足していると考えられる点について述べた。

第1章 序論

第3章では、文献調査を実施し、路盤隆起が発生したトンネルを一覧表にまとめた。一覧表にまとめるにあたっては、地質や地山強度比、インバートの有無、変状パターン等に注目して整理した。また、それらの結果を参考として、想定される路盤隆起のメカニズムとして、大きく分けてスクイージングとスウェリングがあることを示した。さらに、路盤隆起が発生したトンネルで実施された対策工とその効果についても整理した。

第4章、第5章では、それぞれ、第3章で想定した路盤隆起のメカニズムである、スクイージング（地山の塑性化に伴う押出し）とスウェリング（地山の吸水膨張）に注目して、それぞれのメカニズムを表現する模型実験を実施した。

第4章では、地山を低強度モルタルで模擬し、模擬地山を介してトンネル模型に载荷をする模型実験を実施した。これにより、路盤部が塑性化し、路盤隆起が発生する。路盤隆起対策工としての下向きロックボルトの本数、長さ、径といった仕様をパラメータとした実験ケースも実施し、下向きロックボルトの作用メカニズムを明らかにした。さらに、模型実験の数値解析も実施し、下向きロックボルトの効果を定量的に評価した。

第5章では、トンネル模型のインバート下に膨張モルタルを打設することにより、吸水膨張による路盤隆起を模型実験で表現した。これにより、時間とともに進行する路盤隆起を模型実験で表現できた。また、下向きロックボルトありのケースとなしのケースを比較することにより、吸水膨張に対する下向きロックボルトの作用メカニズムを把握した。さらに、吸水膨張を温度応力解析における熱膨張として表現することで模型実験の数値解析も実施し、下向きロックボルトの仕様をパラメータとして、その影響を定量的に評価した。

第4章、第5章で、ロックボルトの仕様をパラメータとした検討を実施した結果、スクイージングとスウェリングのどちらに対しても、ロックボルトの仕様を向上させることでその効果が向上することが確認され、メカニズムがスクイージングかスウェリングかによってロックボルトの設計の考え方を大きく変える必要がないことが確認された。よって、以降では強度低下に伴う地山の塑性化に伴う路盤隆起を対象として検討を進める。

第6章では、地山の強度がトンネルの供用開始後、時間経過とともに徐々に低下していくとする強度劣化モデルにより、実トンネルの路盤隆起を数値解析で表現し、その路盤隆起に対して、対策工としてロックボルトとインバート打替えのケースを実施し、数値解析により、その効果を評価した。

ここで、第6章では、近年、トンネル維持管理の実務にも適用され始めている一般的な強度劣化モデルにより、供用後のみに着目した検討を実施している。しかし、供用中の山岳トンネルの路盤隆起現象やその対策工の効果には、建設時の工法やトンネル構造、掘削による緩みや支保への掘削解放応力の作用が少なからず影響することが予想されるため、供用後の路盤隆起現象とその対策工を考える上で、建設時の影響を考慮することが極めて重要であると考えた。そこで、第7章、第8章では三次元逐次掘削解析により建設時からモデル化し、この建設時の影響を考慮する数値解析を実施した。建設時の影響としては、近年事例が増加している早期閉合トンネルが供用後の路盤隆起に対してどのような影響を

第1章 序論

与えるかについて、あるいは建設時のインバート半径が供用後どのような影響を与えるかについて検討することが重要であると考えた。

第7章では、前述の通り、三次元逐次掘削解析を実施し、トンネルの掘削から供用後の路盤隆起発生およびその対策工までを一貫して表現する手法を提案した。これにより、近年事例が増えている早期閉合が建設時の変位や供用後の路盤隆起に与える影響について検討した。また、本論文の主要な検討対象である下向きロックボルトの仕様が路盤隆起抑制効果に与える影響については、本章では、インバートありの場合となしの場合でどのような影響があるかに着目して整理した。

第8章では、第7章と同様の手法により、トンネル掘削から供用後の路盤隆起およびその対策工までを一貫してモデル化した。ここでは建設時のインバート半径が供用後の路盤隆起に与える影響を評価するため、インバート半径をパラメータとした。さらに、地中変位や下向きロックボルトの軸力についても評価し、計測時の注意点について言及した。

最後に第9章では、結言として、得られた知見をまとめ、今後の展望、残された課題について述べた。

参考文献

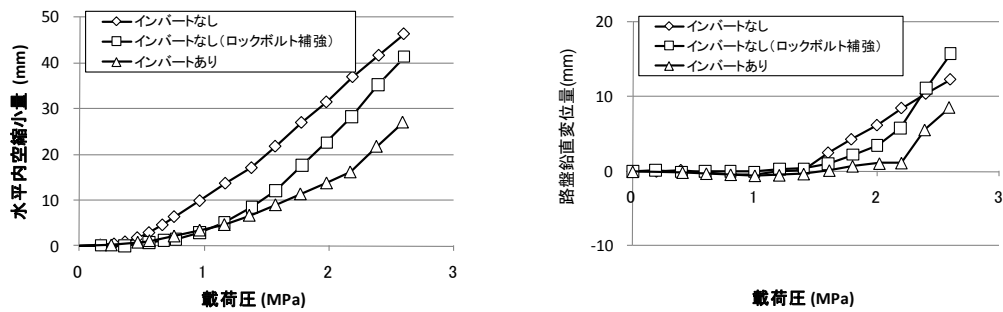
- 1) 渡邊康夫, 藍郷一博, 鈴木尊: 供用中の新幹線トンネルで発生した路盤隆起の原因とその対策, トンネルと地下, Vol.38, No.9, pp.7-16, 2007.
- 2) 佐久間智, 菅原徳夫, 多田誠, 遠藤祐司: 供用中に発生した急激な盤ぶくれ変状を復旧する, トンネルと地下, Vol.40, No.12, pp.27-37, 2009.
- 3) 松長剛, 野城一栄, 朝倉俊弘: 地山劣化モデルによるトンネル変状の進展予測に関する研究, 土木学会論文集 C, Vol.65, No.2, pp.467-479, 2009.
- 4) 大嶋健二, 城間博通, 伊藤哲男, 村地栄次, 久保田龍郎: 変状トンネルの要因分析に基づいたインバート設置基準の提案について, 第 11 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.329-334, 2002.
- 5) 箱石安彦, 真下英人, 石村利明: シミュレーション解析によるトンネル変状メカニズムに関する一考察, トンネル工学研究論文・報告集, Vol.14, pp.331-335, 2004.
- 6) Seki, S., Kaise, S., Morisaki, Y., Azetaka, S. and Jiang, Y.: Model experiments for examining heaving phenomenon in tunnels, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol.23, Issue 2, pp.128-138, 2008.
- 7) 奥井雄三, 太田裕之, 早川泰史, 伊佐治晋: 緩慢に進行する盤ぶくれ現象の調査とトンネルの安定性評価に対する一考察, トンネル工学報告集, Vol.20, pp.85-92, 2010.
- 8) 山本稔: ロックボルトの作用効果について, 土木学会論文集, No.277, pp.95-104, 1978.
- 9) 土屋敬: ロックボルトのトンネル補強効果と最適設計パターンに関する実験的研究, 土木学会論文集, No.436, pp.17-26, 1991.
- 10) 蔣宇静, 江崎哲郎, 横田康行: 軟岩地山トンネルの安定におけるロックボルトの力学的作用効果, 土木学会論文集, No.561, pp.19-31, 1997.
- 11) 土門剛, 今田徹, 西村和夫: ロックボルトによる支保内圧効果を考慮した低強度地山トンネルの簡便モデル, 土木学会論文集, No.722, pp.149-167, 2002.
- 12) 嶋本敬介, 野城一栄, 小島芳之, 塚田和彦, 朝倉俊弘: 地山の吸水膨張による山岳トンネルの路盤隆起現象とその対策工に関する研究, 土木学会論文集 F1 特集号, Vol.68, No.3, pp.65-79, 2012.
- 13) Shimamoto, K., et al.: Study on the Mechanism of Heaving and its Countermeasures in Mountain Tunnels, ITA-AITES World Tunnel Congress 2012.
- 14) 嶋本敬介, 野城一栄, 小島芳之, 中西祐介, 塚田和彦, 朝倉俊弘: 地山の塑性化に伴う山岳トンネルの路盤隆起現象とその対策工に関する研究, 土木学会論文集 F1, Vol.69, No.1, pp.54-72, 2013.
- 15) 嶋本敬介, 野城一栄, 鈴木尊, 朝倉俊弘: 供用中の山岳トンネルで発生する路盤隆起現象とその対策工の効果, トンネルと地下, Vol.44, No.5, pp.51-59, 2013.
- 16) 嶋本敬介, 野城一栄, 小島芳之, 塚田和彦, 朝倉俊弘: 建設時の影響を考慮した山岳ト

第 1 章 序論

ンネルの路盤隆起現象とその対策工に関する研究, 土木学会論文集 F1, Vol.69, No.2, pp.105-120, 2013.

- 17) 嶋本敬介, 野城一栄, 小島芳之, 朝倉俊弘: インバート半径が路盤隆起に与える影響に関する数値解析的検討, トンネル工学報告集, Vol.23, pp.239-246, 2013.11

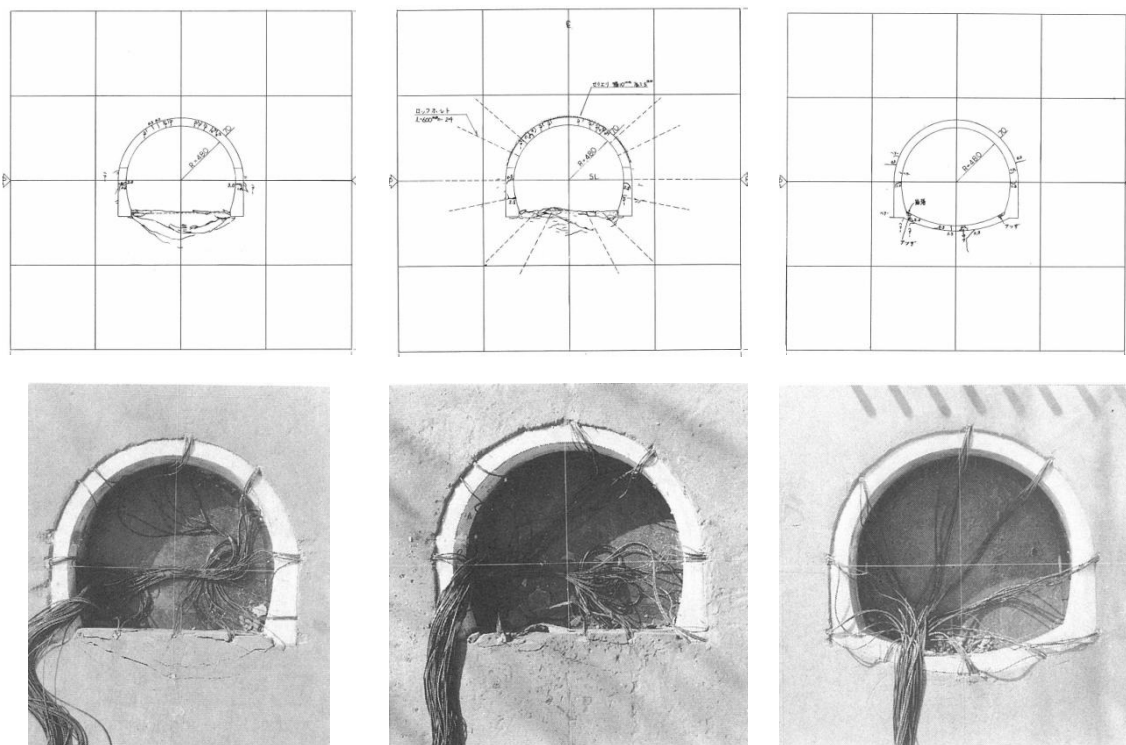
壊して盤膨れを生じているが、ロックボルト補強の場合は路盤部の破壊領域が小さくなっている。以上から、インバートがない場合は外力の作用により盤膨れを生じやすくなること、インバートがある場合はトンネルの構造が強化されること、インバートがない場合でもロックボルトによる補強によりかなりの効果が得られることが知見として得られている。



a) 荷重圧～水平内空縮小量の関係

b) 荷重圧～路盤鉛直変位の関係

図-2.3 トンネル模型の内面の変位 (文献 1)に基づき作成)



a) インバートなし

b) インバートなし (ロックボルト補強)

c) インバートあり

図-2.4 地盤の破壊状況 ¹⁾

2.1.2 大嶋らの研究^{2),3)}

大嶋らは、路盤隆起現象の発生メカニズムを模型実験により明らかにすることを試みている。実験土槽は $660 \times 660 \times 660$ mm であり、トンネル模擬覆工材料には塩化ビニール管（巻厚 6 mm）を用いた。模型実験の縮尺は 1/50 であり、模擬地山材料としては、石膏、石灰、標準砂、水を 1:3:10:3 の割合で混合したものを用いている。

実験の荷重パターンを図-2.6 に示す。土被り圧を想定した上面への荷重は全ケース共通して実施し、それに加えて、ケース 1 では側方から、ケース 2 では下方から、ケース 3 では側方と下方からも荷重している。荷重は荷重制御で行っており、1 ステップ当たりの荷重増分は、上方が 1kN（約 0.023 N/mm^2 ）、側方が 0.5kN（約 0.003 N/mm^2 ）、下方が 0.025kN（約 0.0015 N/mm^2 ）としている。

実験結果として、荷重応力と路盤変位の関係を図-2.5 に示す。これより、ケース 1 とケース 3 では路盤の左右で隆起量が異なることから、地山が一様で路盤隆起の形状が一様でない場合は何らかの側方からの荷重が作用していると考えられるとしている。なお、路盤の隆起形状は、ケース 1 とケース 3 の水平方向荷重の荷重を行った場合には路盤が上に凸に隆起したが、ケース 2 のように鉛直方向応力を与えただけでは、トンネル覆工脚部が地山にめり込み、一様に隆起するような結果となった。

ケース	荷重パターン	概要図
ケース 1	トンネル施工基面より下方の側面より荷重	
ケース 2	トンネル下方からの押し上げ力を荷重	
ケース 3	トンネル施工基面より下方の側面とトンネル下方から同時に荷重	

図-2.6 荷重パターン²⁾

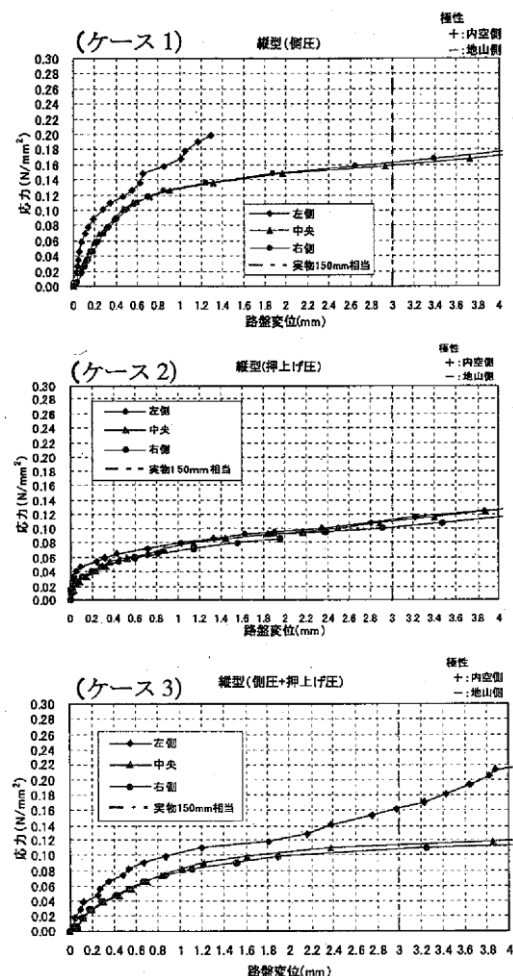


図-2.5 荷重応力と路盤変位の関係²⁾

第2章 既往の研究

ケース2とケース3について、路面の隆起状況を写真-2.1に、トンネル下部地山のひび割れ進展状況を図-2.7に示す。図中の数字は、その時点における上方からの載荷圧を示す。図中の細線はそれ以前に入っていたひび割れ、太線はその時点で新たに発生したひび割れを示している。特にケース3ではトンネル下部地山において破壊が進展し、これにより路盤隆起に繋がっていると考えられる。

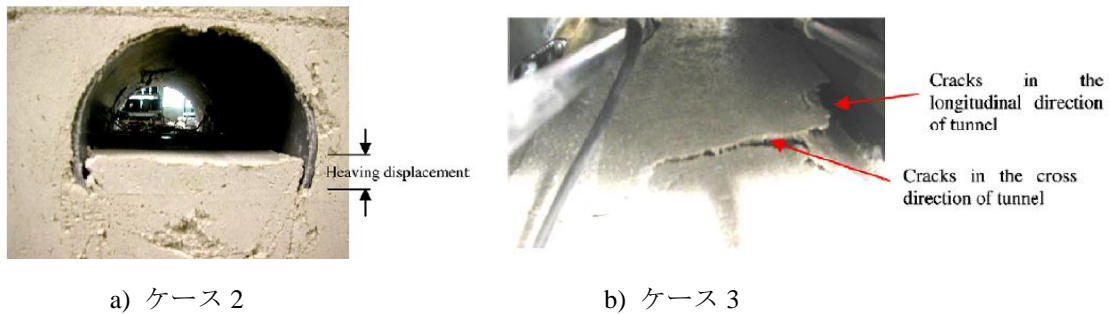


写真-2.1 路盤部の破壊の様子³⁾

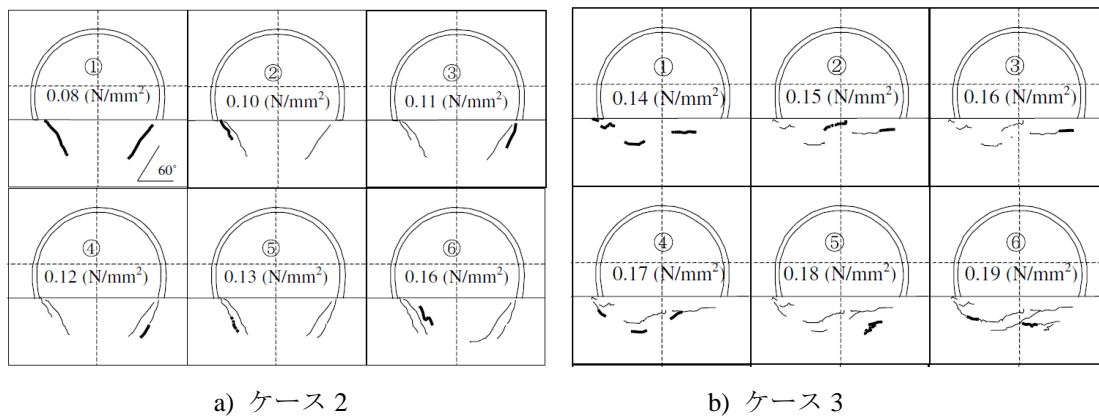


図-2.7 トンネル下部地山ひび割れ進展状況³⁾

また、数値解析も実施し、路盤隆起現象の指標として、土被り圧（鉛直圧）の1.5～1.7倍の水平方向荷重が作用した時に路盤隆起が、基準値の3 mm（実際の路盤隆起量150 mmより、基準値を決定）発生することを導いている。

2.1.3 中田、大嶋らの研究^{4), 5)}

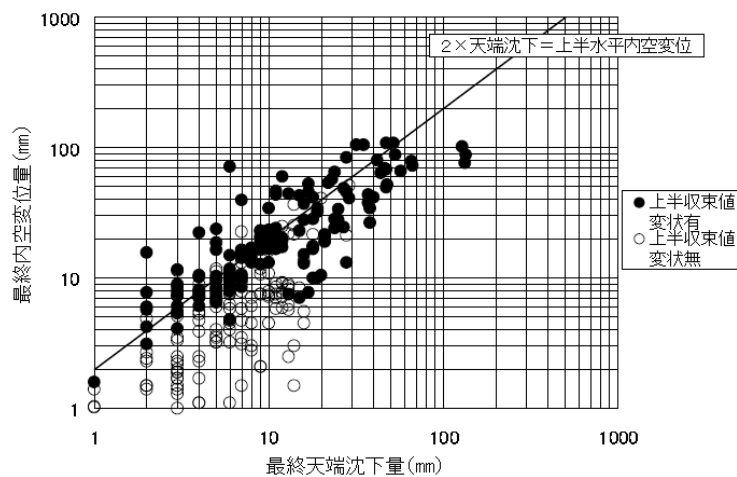
中田らと大嶋らは、高速道路のトンネルで路盤隆起現象が発生した事例の変状要因の分析を実施している。また、変状要因の分析結果から路盤隆起変状の危険性に関する判定指標を提案している。分析の対象としたトンネルは、供用後15年以内に路盤隆起現象が確認された高速道路トンネルであり、該当するトンネルは、10トンネルであった。

① 地質

調査の結果、路盤隆起現象が発生したトンネルの地質は、新生代第三紀の堆積岩である泥岩や頁岩および凝灰岩系（凝灰岩、凝灰角礫岩）が全体の80%を占め、その他の岩種としては安山岩や粘板岩も見受けられた。

② 内空変位量

図-2.8に路盤隆起が発生した断面と発生しなかった断面における施工時の内空変位量と天端沈下量の分布を示す。図より、施工時の最終内空変位量が最終天端沈下量の2倍以上となる場合に路盤隆起現象が発生する危険性が高くなることを示している。

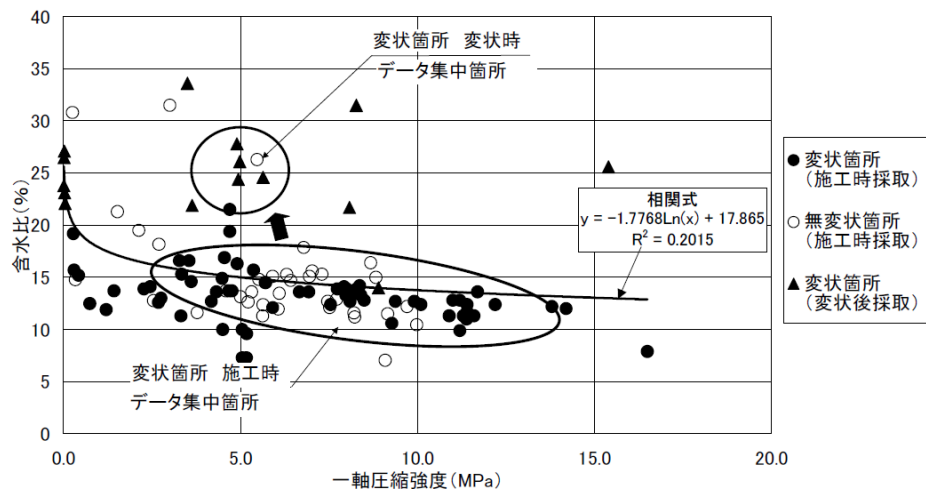


【データ数:変状有り;269断面, 変状無し;179断面】

図-2.8 天端沈下量と内空変位の関係⁵⁾

③ 自然含水比

施工時の地山試料試験と変状原因調査時に実施した地山試料試験から得られた一軸圧縮強さと自然含水比を比較したものを図-2.9に示す。図より、変状箇所の含水比は、施工時に採取したデータが15%前後に集中しているのに対し、変状後に採取した含水比は20%以上となっていることが確認できる。



【データ数: 変状箇所(施工時採取): 64 断面, 無変状箇所(施工時採取): 37 断面, 変状箇所(変状後採取): 15 断面】

図-2.9 一軸圧縮強さと含水比⁵⁾

④ 浸水崩壊度, 簡易スレーキング試験

水に対する劣化のしやすさの指標となる浸水崩壊度試験と簡易スレーキング試験の変状箇所の試験結果について, 表-2.1 にまとめる. ここで, 浸水崩壊度試験と簡易スレーキング試験は試験方法や判定基準に大きな差がないため, 判定基準を統一して考えると, 浸水崩壊度 C・D, 簡易スレーキング 3・4 が全体の約 9 割を占めるという結果になっている.

表-2.1 浸水崩壊度および簡易スレーキング試験指標および結果⁵⁾

【断面数: 57 断面】				
浸水崩壊度試験		簡易スレーキング試験		比率
A	ほとんど変化が見られない	0,1	変化無し, 割れ目が少しできる	2%
B	岩塊として分離するが粒子分離はしない	2	全体に割れ目多数, いくつかの岩片に分離	11%
C	稜角部が崩壊	3	全体が細片化	7%
D	原型をとどめない	4	全体が泥状化	80%

⑤ スメクタイト含有量

路盤隆起箇所の岩に対して, X 線回折試験を実施し, スメクタイトの含有量を定性的に調べた. その結果, 表-2.2 に示す通り, 含有量との相関は小さいことが示されている. 一方で, 路盤隆起箇所でスメクタイトが含まれていない比率は 0% であることから, スメクタイトの有無は路盤隆起発生に影響があるが, その量は重要ではなく, 少量でも含まれていると路盤隆起が発生する可能性があるという結果となっている.

第2章 既往の研究

表-2.2 スメクタイト含有量⁵⁾

スメクタイト含有量	比率
少量	47%
中量	33%
多量	20%

⑥ 路盤隆起変状に対する判定資料

最後に表-2.3 に示す通り，路盤隆起変状に対する判定資料として表にまとめ，既往の膨張性地山に対する判定資料と対比している．その結果，既往の研究で提案されている他の手法と概ね一致する結果が得られた．

表-2.3 路盤隆起変状に対する判定資料⁵⁾

項目	細目	単位	JH判定基準 (案)	既往研究文献			
				※2日本鉄道建設公団(1977)	大塚ほか(1980)	佐藤ほか(1980)	新宮ほか(1982)
計測工	A計測	内空変位>天端沈下					
	切羽観察記録	湧水状況, 水による劣化, 風化変質(安山岩)≥3					
物理試験	単位体積重量	kN/m ³	≤21	—	≤20.5	≤18.0 (乾燥状態)	—
	自然含水比	%	≥20	—	≥20	≥20	—
	塑性指数	%	≥60	≥70(25)	≥70	—	—
	2μm以下の粒子の含有量	%	≥25	≥30(15)	≥30	—	—
	吸水膨張率	%	※1[≥2.0]	—	≥2.0	—	—
定性試験	浸水崩壊度試験	—	C, D	D	—	C, D	—
	簡易スレーキング試験	—	3, 4	—	—	—	—
科学試験	X線回析	—	スメクタイト含有量 少量以上	主要粘土鉱物がモンモロナイト	—	モンモロナイト含有量≥30%	モンモロナイト含有量≥20%
	CEC試験	meg/100g	≥20	≥35(20)	≥35	—	—

※1:〔〕は既往文献の管理値から採用するもの

※2:膨圧の可能性が非常に大きい地質の判定基準。()内は膨圧の可能性のある地質の判定基準

2.1.4 Anagnostou らの研究⁶⁾

Anagnostou らは、ヨーロッパ、特にスイスやドイツで問題となっている、Anhydrite（無水石膏）の Swelling によるトンネルの路盤隆起を対象として研究を実施している。

まず、Anhydrite の Swelling による路盤隆起に対する基本的な考え方として、Kovari の研究⁷⁾を引用し、図-2.10 を示している。すなわち、少しの変位を許容することにより、全く変位を許容しない場合と比較して膨張圧は大きく低下し、また、少しの拘束圧を与えることにより、全く拘束しない場合と比較して変位量が大きく低下するという概念図である。この概念を元に、Freudenstein tunnel の岩を使用し、拘束圧を変えて吸水膨張させる試験を実施している。得られた結果を図-2.11 に示す。これより、3～4 MPa で拘束圧に対して膨張ひずみが大きな影響を受けることが分かった。なお、膨張は試験開始から 20 年経った現在も収束していない。そこで、同じく無水石膏の Swelling が問題となった Chienberg tunnel の岩で拘束圧を 0.5, 0.8, 1.0, 1.3, 2.0 (MPa) に変化させて、25 個の供試体で現在試験を実施中である。試験の様子を写真-2.2 に示す。試験は圧密試験機を改良したものを用いており、写真のように反力フレームに囲まれている。

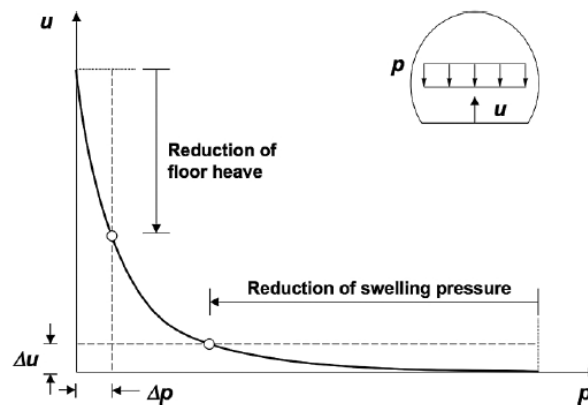


図-2.10 路盤隆起量と拘束圧の関係⁶⁾

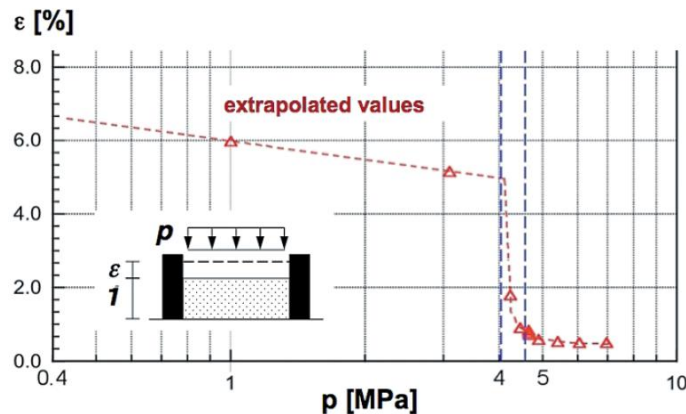


図-2.11 無水石膏の吸水膨張試験 (Swelling Pressure と Swelling Strain の関係)⁶⁾

第2章 既往の研究



写真-2.2 吸水膨張試験の様子⁶⁾

2.1.5 砂金らの研究⁸⁾

砂金らは、簡易な二次元弾性有限要素法を用いた感度分析により、様々な荷重状態がインバートを含めたトンネル構造に与える影響について検討した。

① 解析モデルと検討ケース

解析モデルは地山および構造部材ともに平面ひずみ要素でモデル化した。また、覆工と地山、側壁とインバートの接継面には、引張ばね、せん断ばねを考慮しないジョイント要素を導入した。

荷重は、鉛直卓越、側圧卓越、全方位押出し、せん断モードの4ケースを実施した。

トンネル構造についても以下の4ケースを実施した。

Case 1：インバートなし

Case 2：インバートとの接継面が鉛直方向（図-2.12(a)）

Case 3：接継面がトンネル半径方向（図-2.12(b)）

Case 4：Case 3 に対してインバートを円形化

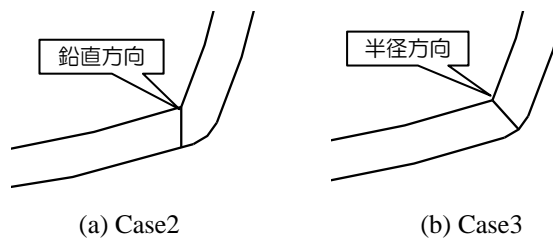


図-2.12 インバートとの接継面の方向⁸⁾

② 解析結果

解析結果を表-2.4に示す。インバートのないCase 1とインバートを有するCase 2～4とを比較し、各荷重モードに対するインバートの効果について評価した。

Case 2のような接継面で、鉛直方向に荷重が作用する場合、接継面のせん断抵抗がないことから、インバートと側壁に直接的なズレを生じ、路盤隆起を抑制する効果は認められない。また、側方卓越、全方位押出しモードのように荷重が鉛直方向でない場合でも、路盤隆起を伴う接継面のずれにより、ストラットとしての機能を失う。

一方、Case 3のように、インバートと側壁の接継面をトンネル半径方向とすると、側圧卓越もしくは全方位押出しモードでは、接継部の軸力伝達が十分機能することで、覆工と一体となりトンネルの変形を抑制していることが確認できる。さらに、Case 4のようにインバート半径を小さくすると、全荷重ケースに対して変形を抑制する傾向を示していることから、構造面からは理想的と考える。

耐震性については、せん断モードの結果から、インバートの有無に関わらずその変形の程度は小さいが、インバートがない場合は、インバートを有する構造より内空変位は大きくなる傾向を示す。

第2章 既往の研究

解析により、インバートの機能を向上させるための重要な要素として、①インバートの梁（曲げ部材、圧縮部材）としての剛性向上、②軸力伝達を向上させるためのアーチとの接続面の角度、③インバートと側壁との接続部のせん断抵抗力の向上、④インバートの円形化があるという結果が得られた。

表-2.4 インバートの接続方法の違いに伴うトンネル変形への影響⁸⁾

荷重状態	鉛直卓越 側圧係数が低く、 地盤反力が小さい地山	側圧卓越 側方からの押出しが 卓越する脆弱地山	全方位押出し 全周からの押出し が卓越する脆弱地山	せん断モード 地震時
Case 1 インバート なし				
Case 2 接続 Type1 $R=2.7R_i$				
Case 3 接続 Type2 $R=2.7R_i$				
Case 4 接続 Type2 $R=1.5R_i$				

※地山の物性値： $E=30\text{MPa}$, $\nu=0.3$, 覆工の物性値： $E=25\text{GPa}$, $\nu=0.2$

2.2 実トンネルの路盤隆起に対する検討

2.2.1 奥井らの検討⁹⁾

奥井らは、山形自動車道の盃山トンネルで、供用開始後17年経過後の平成20年8月に突然発生した路盤隆起を対象として研究を実施している。盃山トンネルでは、変状発見から1日後には250 mmの急激な隆起を示し、それ以降11日間で380 mmになった。ボーリング調査の結果、熱水変質作用を受けた流紋岩質凝灰岩がスレーキングを生じ粘土化していた。塑性域の境界は走行車線側で6 m、追越車線側で10 mの深さに達していた。地山強度比は平均0.1、スメクタイト含有率が51.9 % (33 %～94 %)であった。

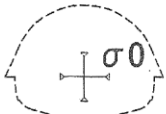
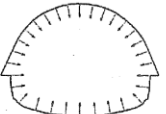

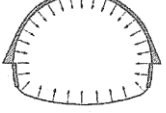

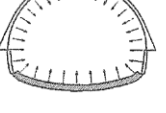
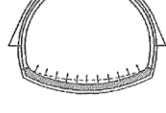
対策工としては、破壊した既設インバートを撤去し、より曲率の小さい (R3=13.1 m→R3=10.0 m) インバート (吹付けコンクリート250 mm, インバートストラットH-200, インバートコンクリート500 mm) を新設した。

この現象を数値解析で表現した。解析には有限差分コードFLAC3Dを使用し、二次元的に平面ひずみ状態として検討した。解析ステップを表-2.5に示す。

解析ステップ1～4までは、トンネル建設時に計測された変位 (天端沈下150 mm, 内空変位300 mm) を再現した。

表-2.5 解析ステップ⁹⁾

本インバートで早期閉合が為されていることから、インバートの要素を設置してから初期応力の10%を解放している。解析ステップ5はインバートを破壊させる解析であり、強度劣化モデルを用いた。解析ステップ6では、インバートが破壊したために、インバートコンクリートの抵抗が無くなったと考え、インバートの要素を取り除いた。この状態を対策直前の状態と考えた。解析ステップ7で新設のインバート部の地山を掘削し、支保工を設置し、掘削解放応力の

解析 ステップ	説明図	解析 ステップ	説明図
1	 初期応力の設定 ($\sigma_x=2.0\text{MPa}$, $\sigma_y=2.0\text{MPa}$)	5	インバートを破壊させた荷重(表-2参照)
2	 切羽到達前の計算 (応力解放率=40%)	6	 インバート破壊～対策直前 (インバートの要素を取り除く解析)
3	 切羽到達後の解析 (応力解放率=50%)	7	 対策工施工の解析 (応力解放率=90%)
4	 インバートに作用する荷重の解析 (応力解放率=10%)	8	 新設インバート施工の解析 (応力解放率=10%)

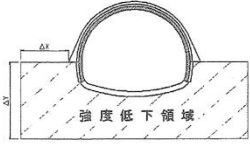

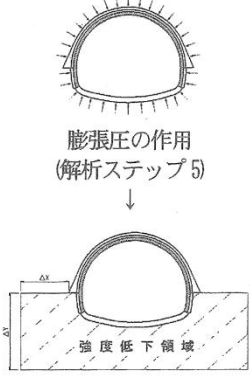
90%を解放した。最後の解析ステップ8で新設のインバートを設置し、残りの10%の応力を解放した。

解析ステップ5について、表-2参照となっている内容について、表-2.6に示す。このように3種の変状メカニズム（地圧の作用範囲）を考えた。Case3の膨張圧の作用について、その値は試行錯誤的に求め、0.3 MPaと決定した。この値は、盃山トンネルのコアの吸水膨張圧試験の最大値、0.35 MPaと近い結果となっている。

その結果、Case3の弾塑性解析結果は図-2.13に示す通り、実測値と概ね一致した結果が得られており、メカニズムとしても妥当と判断された。以上により、変状、対策工といった各段階のステップについて、数値解析により定量的に評価できることが確認できた。

なお、奥井らにより、同様の手法による検討が長野自動車道の一本松トンネルの路盤隆起に対しても実施されている¹⁰⁾。

表-2.6 変状メカニズムの設定ケース⁹⁾

ケース	概念図
Case1	 <p>下半の地山強度の低下 case1-1: 覆工と吹付けはスライド可 case1-2: 覆工と吹付けは密着</p>
Case2	 <p>全周の地山強度の低下</p>
Case3	 <p>下半の地山強度の低下 (解析ステップ6)</p>

注) Case2, Case3 は、覆工と吹付けは密着

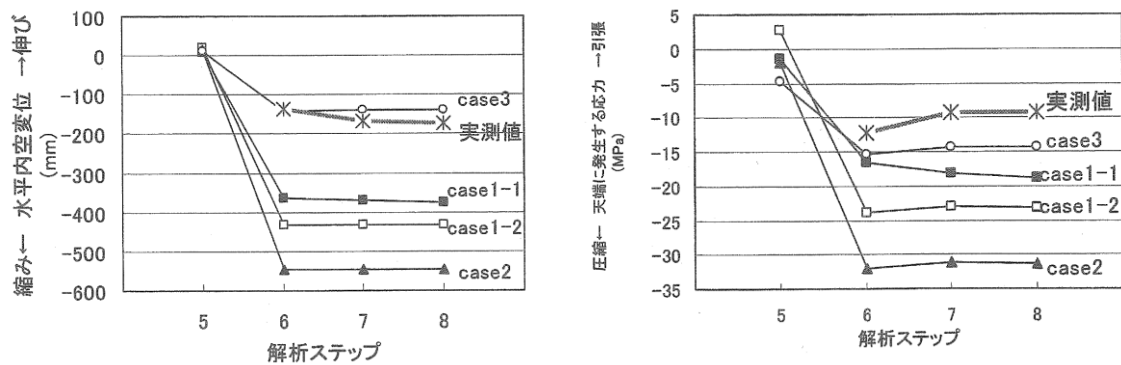


図-2.13 解析結果と実測値の比較⁹⁾

2.2.2 Chiaverio らの検討¹¹⁾

① トンネル概要

Chienberg tunnel はスイスのハイウェイ H2 の Liestal - Sissach 間の山岳トンネルである。当該トンネルの地質はコイパー堆積物、無水石膏、石膏、風化泥灰岩から成り、建設当時より Swelling が懸念されており、円形トンネルで覆工巻厚 70 cm、インバート厚さ 110 cm という構造で掘削は発破を併用した機械掘削により行われ、1996 年に竣工した。

② 変状現象と原因

供用開始後にトンネル天端で 125 mm、地表で幅 50 m にわたって最大 45 mm のこぶ状隆起が発生した。計測の結果、トンネル天端で 4.5 mm/月の継続的な隆起が観測された。地表から地中変位計で計測すると、図-2.14 に示す通り、トンネル側方 15m 離れた位置でも 1 mm/月の隆起が観測された。

変状原因としては無水石膏の吸水膨張が考えられた。すなわち、十分に剛なトンネル構造に対して、インバート部に下から非常に大きい吸水膨張圧が作用し、トンネルは変形しないものの剛体移動し、地表が隆起したと考えられた。

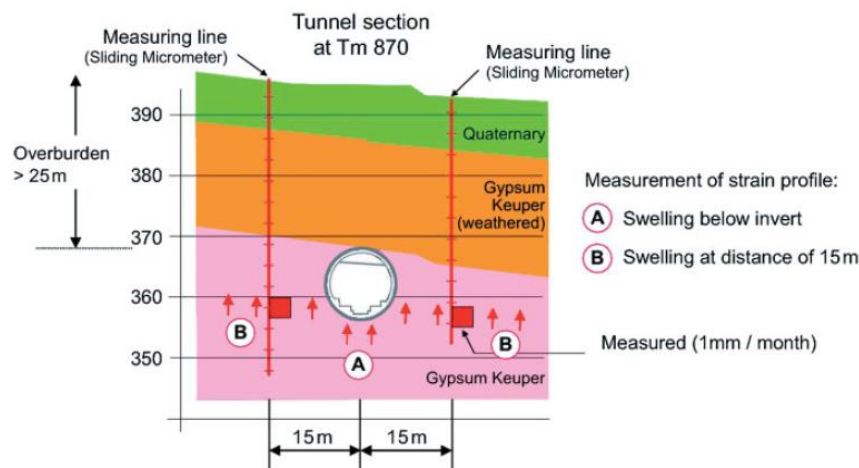


図-2.14 トンネル断面方向の隆起¹¹⁾

③ 変状対策工

無水石膏がトンネル基底より 5 m 以内にある場合で土被りが 50 m 以下の範囲を対策範囲とした。西側で 370 m、東側で 60 m の区間が対策範囲となった。

対策方法としては、「Modular Yielding System」を採用し、トンネルのインバート部を一定以上の圧を上には伝えない構造に改築した。アンカーは径 63 mm、長さ 21 m のものを 1000 本打設した。概要図を図-2.15 に示す。点線はトンネル改築前の断面形状を示す。

対策の結果、トンネル天端の隆起は図-2.16 に示す通り、収束している。

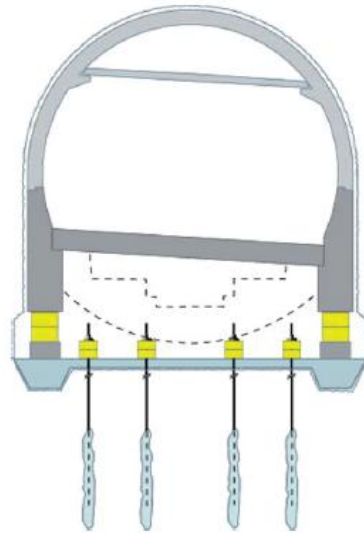


図-2.15 採用した Modular Yielding System の概要図 ¹¹⁾

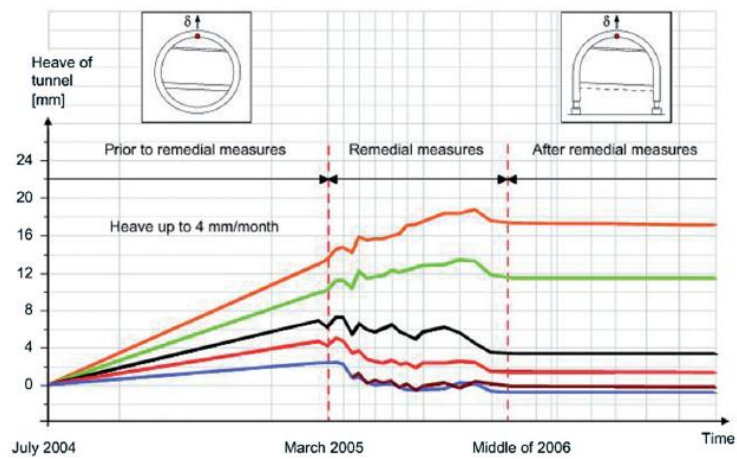


図-2.16 対策前後の天端隆起 ¹¹⁾

2.3 早期閉合に関する研究

2.3.1 中野らの研究¹²⁾

中野らは地山強度比をパラメータ (0.2, 0.5, 1.0, 2.0) とする三次元有限差分法を行い、閉合距離 = 8 m で早期閉合を行ったケースと早期閉合を行わないケースを比較することにより、早期閉合効果を検証している。

図-2.17 に示すように、上半水平変位は、地山強度比 2.0 では早期閉合の有無による差はないが、地山強度比 1.0 以下では早期閉合による変位の抑制効果が認められる。

また、図-2.18 に示すように、地山強度比 0.2 程度の地山を想定し、早期閉合距離 $L_f = 8$ m、構造半径比 (インバート半径 r_3 と上半半径 r_1 との比) $r_3/r_1 = 1.5$ を基本ケースとし、早期閉合距離 $L_f = 5$ m と縮めたケース、構造半径比 $r_3/r_1 = 3.0$ としたケースを三次元有限差分法により比較し、以下の結果を得ている。

- ・ 早期閉合距離を短くすること、構造半径比を小さくすることにより、天端沈下量は抑制される。
- ・ 上半水平変位は早期閉合距離を短くすると小さくなるが、構造半径比による差はない。
- ・ 早期閉合距離を短くすること、構造半径比を小さくすることにより、地山の塑性域の広がり抑制される。

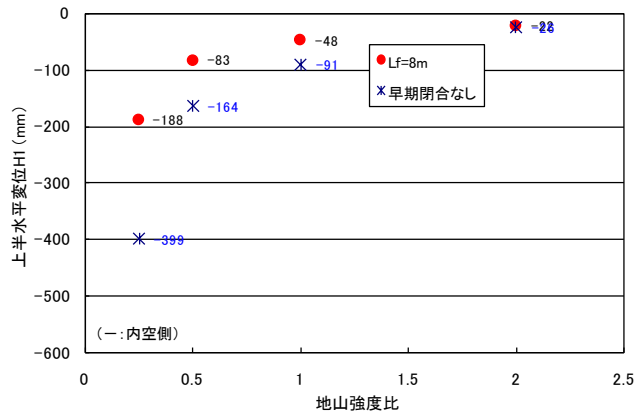
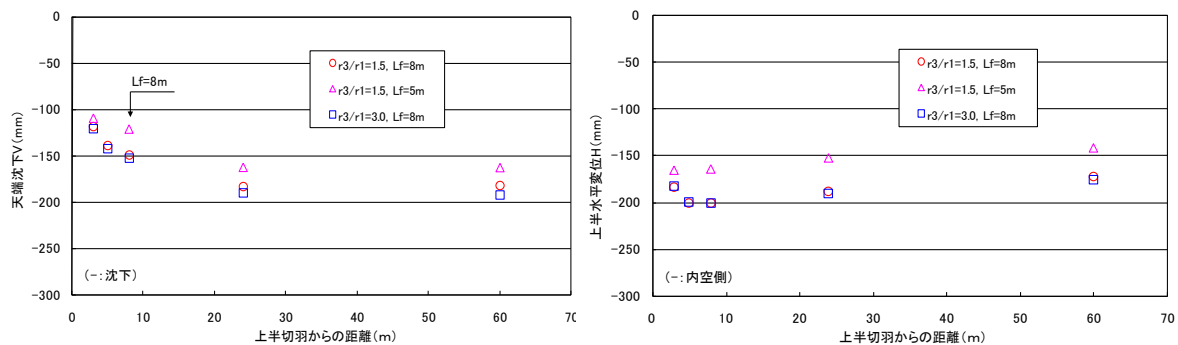


図-2.17 上半水平変位に対する早期閉合の効果¹²⁾



a) 天端沈下に対する早期閉合の効果

b) 上半水平変位に対する早期閉合の効果

図-2.18 早期閉合の効果¹²⁾

また、得られた結果から、地山強度比が 0.5 を下回る地山では、トンネルの変位の抑制やトンネル周辺地山の安定性の向上に閉合距離の短縮が効果的であるとしている。

2.3.2 真下らの研究¹³⁾

真下らは、都市部の軟弱な地山中を小土被りで掘削する場合を想定し、通常のショートベンチカット工法によりトンネルを掘削した場合と補助ベンチ付き全断面工法による早期閉合によりトンネルを掘削した場合、トンネルの内空変位や沈下、周辺地山の挙動にどのような違いが生じるかについて三次元数値解析を用いて検討している。三次元解析モデルを図-2.19に示す。

この結果、ショートベンチカット工法では脚部に応力集中による塑性領域が発生し沈下を助長する傾向があるのに対して、早期閉合を行った補助ベンチ付き全断面工法では、トンネル脚部の塑性領域の発生が抑制される傾向が認められた。また、図-2.20に示すように閉合が早いほど脚部沈下や地表面沈下を抑制する効果が大きいとの結果が得られている。

図-2.21は上半先進工法と早期閉合を想定した全断面工法を二次元有限要素法により得られた地表面沈下量と比較したものである。

この結果では、地山の強度 (C , ϕ) が小さくなるほど、早期閉合による地表面沈下抑制効果が大きく、早期閉合が効果的であるとしている。

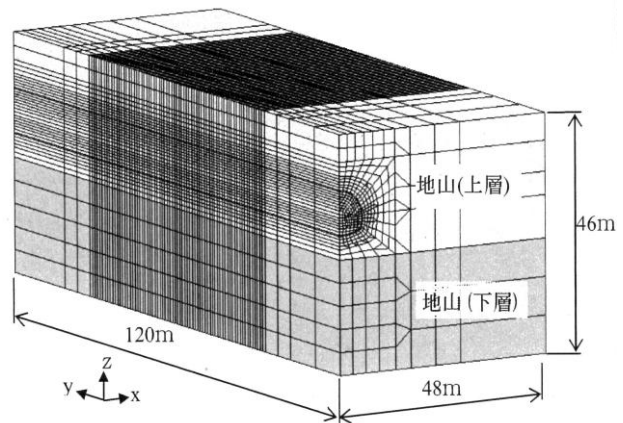


図-2.19 三次元解析モデル¹³⁾

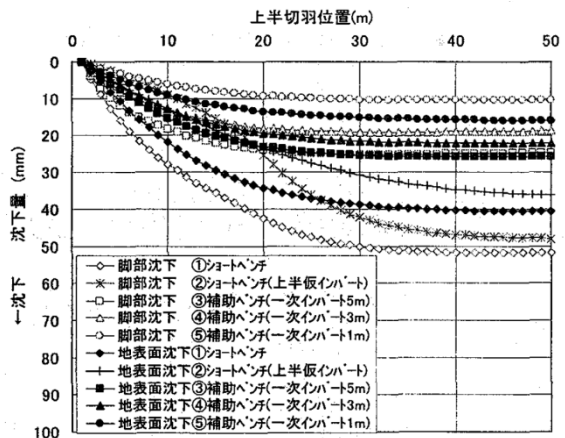


図-2.20 各工法における上半支保工建込み後の上半脚部沈下と地表面沈下¹³⁾

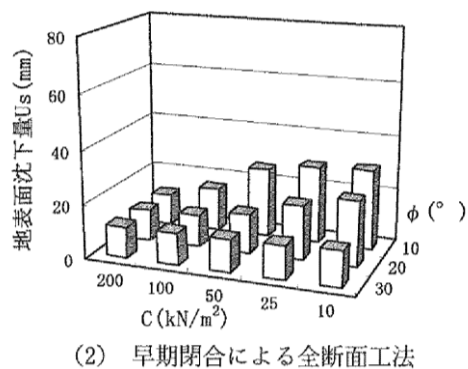
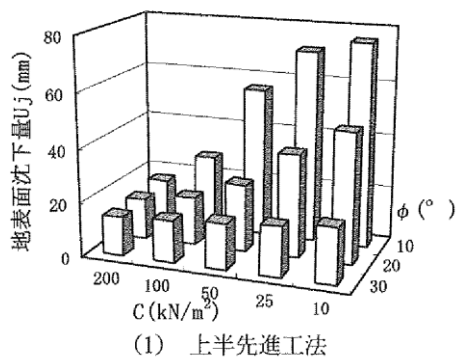


図-2.21 最大地表面沈下の抑制効果の比較¹³⁾

2.3.3 森崎らの研究¹⁴⁾

森崎らは、小土被りの都市部のトンネルを対象にFLACによる数値解析を実施し、早期閉合の地表面沈下抑制効果を検討している。解析では、閉合距離と地山強度比 Srp をパラメータとした。

図-2.22 に解析結果として、切羽の進行に伴う地表面沈下量の推移を、地山強度比ごと、閉合距離ごとに示す。地山強度比 $Srp = 1.37$, 0.27 , 0.14 はそれぞれ地山のせん断強さ $C = 100\text{kPa}$, $C = 20\text{kPa}$, $C = 10\text{kPa}$ に相当する。全ケース補助工法として長尺フォアパイリングがモデル化されている。図中の○△×◇が閉合距離を示す。図より、閉合距離が短いほど最終地表面沈下量が小さくなるという結果が得られた。また、地山強度比が小さいほど、早期閉合による地表面沈下抑制効果が大きいという結果が得られた。

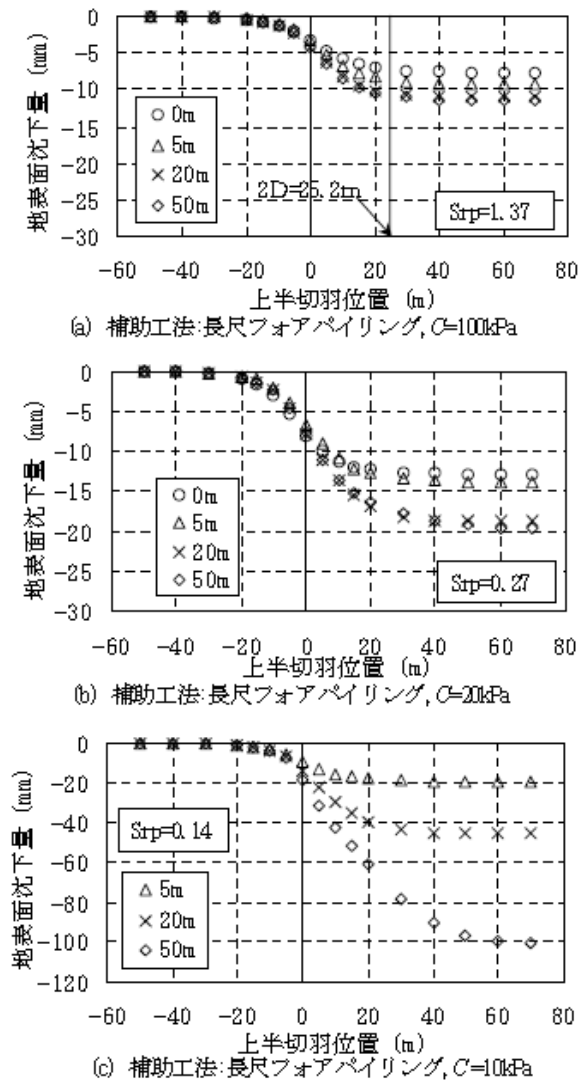


図-2.22 閉合距離による地表面沈下抑制効果の解析例¹⁴⁾

図-2.23 に、閉合距離、地山強度比ごとの塑性領域を示す。これより、地山強度比 $Srp = 1.37$ の場合は閉合距離によらず塑性領域はほとんど発生しないため、早期閉合の必要性は小さいが、特に $Srp = 0.14$ の場合は、閉合距離が長くなるにつれて、トンネル脚部付近から地表に向けてせん断破壊領域が伸びており、早期閉合が極めて有効であることが分かる。

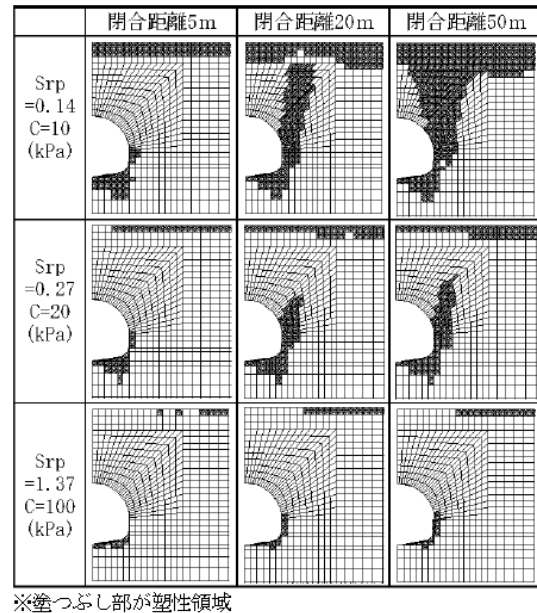


図-2.23 閉合距離と塑性領域の関係¹⁴⁾

2.4 まとめ

本章では、インバートや路盤隆起現象とその対策に関する既往の研究を調査し、この分野に関して現在までに得られている知見を取りまとめた。

路盤隆起を模型実験で再現しようとする試みは、吉川ら¹⁾や大嶋ら^{2),3)}によって、模擬地山を介した載荷実験によって実施されている。ただし、対策工としての下向きロックボルトの仕様に着目した実験ケースは不足しており、模型実験の数値解析による検証も十分ではないと考える。また、載荷による実験は、主に路盤部の破壊による路盤隆起を想定しているが、路盤部地山の吸水膨張による路盤隆起に関する実験は見当たらなかった。

膨張性の素因に関しては、中田ら⁴⁾、大嶋ら⁵⁾により、特に路盤隆起変状に着目して整理が実施されており、過去の膨張性指標と概ね一致するという結果が得られている。この研究では、インバートの設置基準に関する研究であったが、現在ではいくつかの路盤隆起事例を受けて、鉄道トンネルでは新設のトンネルに対して原則としてインバートを設置することとなっており¹⁵⁾、今後は、地山に対応したインバート構造の決定法や早期閉合の仕様の決定法を研究していく必要があると思われる。

吸水膨張に関しては、Anagnostouら⁶⁾により無水石膏で長期試験が実施されている。無水石膏の吸水膨張圧は、我が国で問題となる膨張性粘土鉱物の吸水膨張圧と比較して極めて大きいものの、拘束圧を与えることで路盤隆起を減少するという基本的なメカニズムは共通しており、参考となると考える。

インバート半径や側壁とインバートの接続部構造といった影響の検討については、砂金ら⁸⁾が数値解析により検討しており、インバート半径が小さいと変位を抑制できること、側壁とインバートの接続部が、軸力が入りにくい角度となっていると、接続部でせん断破壊が発生し、隆起しやすいことが示されている。ただし、これらの検討は、解析モデルの地山の側面や上面に荷重を与えるという、実現象とは異なる簡易な解析モデルでの検討であるため、今後、より実際に近いメカニズムを表現した数値解析による検討が必要と考える。

実トンネルの路盤隆起の検討事例としては、奥井ら^{9),10)}により、強度劣化モデルによって数値解析で再現されている。トンネルの二次元掘削解析を実施し、建設時の変位と合うように地山の物性値を決定している。ただし、供用後の変状に対する建設時の影響がモデル化されているわけではなく、今後、支保構造や掘削工法も反映できる三次元解析を実施し、建設時の緩みが供用後の変状に与える影響を検討する必要があると考える。

早期閉合に関しては、事例分析や数値解析により多くの研究が実施されている^{たとえば12)-14)}。これらにより、早期閉合距離を短くすることにより変位が抑制され、その効果は地山の強度が低い場合に特に顕著となること等が明らかにされている。ただし、早期閉合が供用後の変状に与える影響については検討が不足していると考ええる。

本論文では、これら既往の研究を参考として、路盤隆起現象とその対策工について研究の深化を図る。

参考文献

- 1) 吉川恵也, 朝倉俊弘, 川上義輝: 既設トンネルの補強に関する模型実験, トンネルと地下, Vol.15, No.6, pp.49-59, 1984.
- 2) 大嶋健二, 伊藤哲男, 畔高伸一, 森崎泰隆, 蔣宇静: トンネルの盤膨れ現象の実験的解明. トンネル工学論文集, Vol.15, pp.13-22, 2005.12
- 3) Seki, S., Kaise, S., Morisaki, Y., Azetaka, S., Jiang, Y. : Model experiments for examining heaving phenomenon in tunnels, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 23, Issue 2, pp.128-138, 2008.
- 4) 中田雅博, 三谷浩二, 吉塚守: インバートの設置基準に関する研究, トンネル工学研究論文・報告集, Vol.6, pp.141-146, 1996.11
- 5) 大嶋健二, 城間博通, 伊藤哲男, 村地栄次, 久保田龍郎: 変状トンネルの要因分析に基づいたインバート設置基準の提案について, 第11回岩の力学国内シンポジウム論文集, 2001.12
- 6) Anagnostou, G., E. Pimentel & K. Serafeimidis : Swelling of sulphatic claystones – some fundamental questions and their practical relevance. Geomechanics and Tunnelling, 3, 567-573. 2010.
- 7) Kovari, K., Amstad, Ch., Anagnostou, G.: Design/ Construction methods - Tunnelling in swelling rocks, Proc. of the 29th U.S. Symp. Key Questions in Rock Mechanics, Minnesota, pp.17-32, 1988.
- 8) 砂金伸治, 森崎泰隆, 橘直毅, 中村明彦, 西藤潤, 岸田潔, 吉川和行, 岩尾哲也: トンネルのインバートの事例分析に見る力学的特性, 第13回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.729-734, 2013.1
- 9) 奥井裕三, 鶴原敬久, 太田裕之, 佐久間智, 田中主税: 盃山トンネルに発生した急激な路面隆起変状の計測および解析による変状メカニズムの考察, トンネル工学報告集, Vol.19, pp.173-180, 2009.11
- 10) 奥井雄三, 太田裕之, 早川泰史, 伊佐治晋: 緩慢に進行する盤ぶくれ現象の調査とトンネルの安定性評価に対する一考察, トンネル工学報告集, Vol.20, pp.85-92, 2010.11
- 11) F. Chiaverio, A. Thut : Chienberg Tunnel: Rehabilitation using yielding elements of the section in Keuper sediments affected by heave, Berlin · Geomechanics and Tunnelling 3 , No. 5, pp.573-582, 2010.
- 12) 中野清人, 小川澄, 楠本太, 樽井稔: 早期閉合トンネルの現状と挙動分析, トンネル工学報告集, Vol.20, pp.151-162, 2010.11
- 13) 真下英人, 水川雅之, 日下敦: トンネル早期閉合効果に関する解析的検討, トンネル工学報告集, Vol.17, pp.35-41, 2007.11
- 14) 森崎泰隆, 御手洗良夫, 蔣宇静: 一次インバートの閉合距離が地表面沈下を与える影

第 2 章 既往の研究

響に関する解析的検討と適用事例, 土木学会論文集 F, Vol.64, No.3, pp227-236, 2008.7

- 15) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構：山岳トンネル設計標準・同解説, 2008.4

第3章 路盤隆起のメカニズムと事例分析

本章では、まず路盤隆起現象を外因と内因や変状現象のパターンについて整理する。つづいて、実際に路盤隆起が発生したトンネルについて情報を整理し、路盤隆起メカニズムを推定する。最後に実トンネルで実施されている路盤隆起対策工についても整理する¹⁾⁻³⁾。

3.1 路盤隆起現象

3.1.1 外因と内因

トンネルの変状原因は、表-3.1に示したように外力や環境等の「外因」と、材料や施工および設計等の覆工自体に内在する「内因」との2つに区分することができる。また、自然的要因と人為的要因によっても区分ができる。

トンネルの原因を考える場合、単独の原因で変状が顕著化することはまれであり、表-3.1のような原因が複合し、変状が発生するケースが多いと考えられる。特に路盤部変状に着目した場合の外因や内因について具体的に想定される内容を表-3.2、表-3.3に示す。

表-3.1 変状原因の区分⁴⁾

		自然的要因	人為的要因
外因	外力	地形：偏圧、斜面クリープ、地すべり 地質：塑性圧、緩み圧、地盤沈下、地耐力不足 地下水：水圧、凍上圧 その他：地震、地殻変動	近接施工 列車振動・空気圧変動
	環境	経年：地山風化、中性化、材料劣化 地下水：漏水、凍害（冬期の低温） その他：塩害、有害水	煙害、火災
内因	材料		覆工材料の不良
	施工	覆工コンクリート打込み時の気温、湿度	所定の品質が確保されない施工
	設計		外因を考慮しない設計

表-3.2 路盤部変状の外因の概要⁵⁾

外 因	概要	関係する主な変状
①地圧	トンネル周辺地山の塑性化に伴う押し出し圧、膨張性粘土鉱物等の吸水膨張圧、クリープ荷重等	ひび割れ、せん断破壊、路盤隆起
②水圧	地下水位が高い区間での排水不良、あるいは防水型トンネルであることにより作用する圧力	ひび割れ、路盤隆起
③凍上圧	背面地山の地下水の凍結膨張により作用する圧力	ひび割れ、路盤隆起
④支持力不足	トンネル脚部、路盤下地山の支持力不足	路盤沈下
⑤地震	地震に伴う地殻変動、周辺地山の変形等に伴い発生する変状	ひび割れ、せん断破壊、路盤隆起、路盤沈下
⑥近接施工	既設トンネルに近接した構造物等の建設による影響	ひび割れ、せん断破壊、路盤隆起、路盤沈下
⑦交通荷重	路盤部に作用する交通荷重等	路盤破壊、噴泥、路盤沈下

表-3.3 路盤部変状の内因の概要⁵⁾

内 因	変状の概要	関係する主な変状
①材料不良	インバートコンクリートや路盤材等の材料不良に起因する変状	ひび割れ、せん断破壊、路盤隆起、路盤沈下
②インバートなし	インバートが必要な地山でのインバート省略に起因する変状	路盤隆起、路盤沈下
③インバート半径と厚さの不適	インバート半径や厚さが適切でないことに起因する変状	ひび割れ、せん断破壊、路盤隆起
④本インバートの早期施工	施工時に変位が未収束な状態で本インバートを打込んだことにより若材令時に変形を受けた損傷、インバートコンクリートの余力不足	ひび割れ、せん断破壊、路盤隆起
⑤インバートと側壁の接続不良	インバートと側壁の接続不良により軸力伝達が不十分なことによる接続部の破壊	接続部のせん断破壊、路盤隆起
⑥インバート施工時の打継ぎ目	インバートを分割して施工する場合に生じる打継ぎ目において発生する損傷	ひび割れ、路盤隆起
⑦排水不良	地下水位が高い区間で、湧水量、地質に適した排水工が施工されていないことによる路盤部の変状	吸水膨張や地山の強度低下による路盤隆起 噴泥による空洞化に伴う沈下

3.1.2 路盤隆起の現象

トンネルの変状は色々な要因が複合して発生することが多い。そのため変状形態も様々で、必ずしも形態と原因とが1対1で対応するものでない。

路盤隆起はインバートの有無に関わらず発生しているが、インバートなしが事例中の8割程度を占めている。

インバートなしの場合は、いくつかの事例^{たとえ 6)}で報告されているように、トンネル建設時は地山状態が良くインバート不要と判断されたものの、その後、膨張性粘土鉱物等の影響により地山の吸水膨張や強度低下および強度低下に伴う塑性地圧等が発生し、変状に繋がるというメカニズムが考えられる。

インバートありの場合は、トンネル建設時に大きな変位が発生し苦勞した箇所でも供用後に問題が発生したという事例⁷⁾がいくつか報告されている。この場合、建設時に過度に地山が緩み、供用後になってさらに緩みが継続し、地圧として作用するというメカニズムや、変位を抑止するために打設した若材齢のインバートコンクリートに過大な応力が作用し、潜在的な弱面が伏在する状態で供用が開始され、その後の応力の増加に耐えられずにインバートが変状し、路盤が隆起するというメカニズム等が想像される。

また、トンネル建設時に排水性向上を目的として路盤を碎石で置き換えたことによって路盤部が集水しやすい構造となり、碎石下の地山の劣化が促進された可能性があるとの指摘⁸⁾や、インバート吹付けコンクリートの分割施工目地が弱線として中央通路付近に存在していたためにひび割れが生じ、路盤隆起が発生した⁹⁾との指摘もある。ただし、それぞれの要因がどの程度路盤隆起変状に影響するかについては現状では定かではない。

路盤隆起の代表的な変状形態とそのメカニズムを模式的に図-3.1に示す。ここでは路盤隆起変状パターンを大きく4つに分けた。a)は側圧よりも下からの地圧が大きい場合に発生する路盤隆起で、インバート部に均等に地圧を受けた場合最も曲げモーメントが大きくな

るインバート中央部で曲げひび割れが発生する．このタイプの路盤隆起の代表的なトンネルとしては、一ノ瀬トンネルが挙げられる．

b)は下からの地圧とともに、側圧が非常に大きい場合に発生する路盤隆起で、インバート部において軸力が非常に大きくなり、せん断破壊が発生する．このタイプの路盤隆起の代表的なトンネルとしては、盃山トンネルが挙げられる．

c)は側圧とともに下からの地圧も大きい場合で、特にインバートと側壁の接続面の処理が不適切で軸力がうまく伝達しない構造であった場合に発生する．このタイプの路盤隆起の代表的なトンネルとしては、神居トンネルが挙げられる．

d)は近接施工やトンネル軸方向での地形、地質の変化等の原因により、トンネル軸方向に不等隆起が発生した場合に見られる．このタイプの路盤隆起は、a)～c)と複合して発生し、輪切りひび割れよりも a)～c)のような軸方向のひび割れの方が目立つ場合が多い．

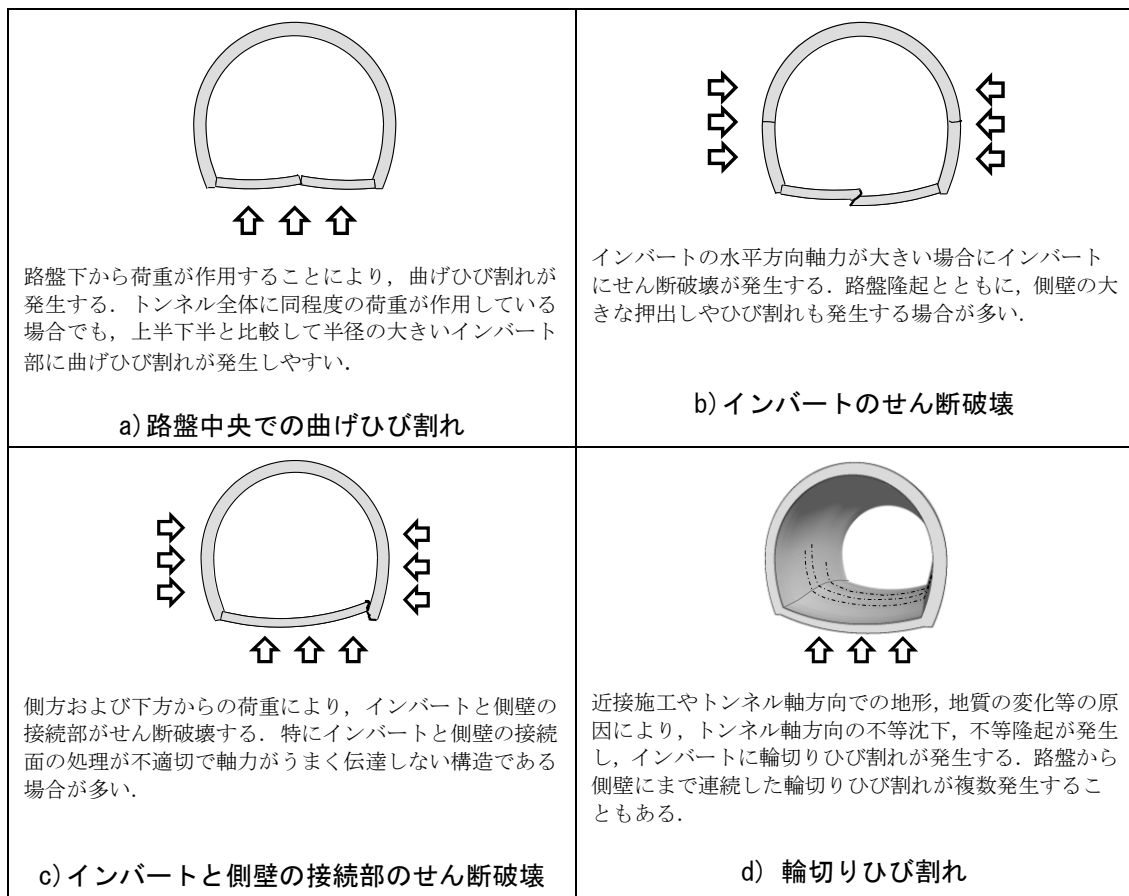


図-3.1 路盤隆起の代表的な変状形態模式図⁵⁾

3.2 路盤隆起が発生したトンネルの分析

本節では、路盤隆起現象が発生したトンネル事例を分析し、それらの結果から、想定される路盤隆起のメカニズムを検討した。

まず、我が国の供用中の山岳トンネルにおける路盤隆起現象に関する事例収集を行った。事例は公開されている学術文献を対象として鉄道7トンネル、道路9トンネルを収集した。それらの基本情報について、表-3.4に一覧表で示す。

以下、これら16トンネルの分析結果を示す。

表-3.4 路盤隆起トンネル一覧

番号	トンネル名	線名	断面	インバート	代表岩種	土被り	地山強度比	水平内空変位 (mm/年)	路盤隆起 (mm/年)	膨張性 粘土鉱物	参考文献
(1)	神居	JR 函館本線	複線	有り	蛇紋岩	170	0.03	50	120	なし (Mg 型)	(10)
(2)	黒岩	国道 231 号	2 車線	なし	安山岩溶岩 (熱水変質)	100	1	1	15	あり	(11)
(3)	礼文浜	JR 室蘭本線	複線	なし	安山岩	100	0.19	2.4	15	あり	(12)
(4)	第3ト マム	JR 石勝線	単線	なし	黒色片岩	200	0.78	2	3	なし	(8)
(5)	小山田	県道宮古港線	2 車線	なし	花崗岩	70	2.68	6	219	あり	(13)
(6)	盃山	山形自動車道	2 車線	有り	流紋岩質凝灰岩 (熱水変質)	90	0.1	456	13870	あり	(7)
(7)	朝日	国道 7 号	2 車線	有り	凝灰岩	130	0.07	13	26	なし	(14)
(8)	大毎	国道 7 号	2 車線	有り	泥岩	不明	-	1	14	あり	(15)
(9)	六十里 越	JR 只見線	単線	なし	凝灰岩	350	0.68	15	6	不明	(16)
(10)	田子倉	JR 只見線	単線	なし	凝灰岩	150	1.58	11	8	あり	(16)
(11)	崖松	新潟県シーサイドライン	2 車線	なし	流紋岩	50	0.5	13	13	不明	(17)
(12)	碓氷峠	北陸新幹線	複線	なし	凝灰角礫岩	200	1.36	1	3	あり	(9)
(13)	一ノ瀬	北陸新幹線	複線	有り	凝灰角礫岩	200	2.47	1	12	不明	(9)
(14)	浅間山	上信越 自動車道	2 車線	なし	凝灰角礫岩	90	-	1	39	あり	(18)
(15)	うれし の	長崎自動車道	2 車線	なし	凝灰角礫岩	90	1.33	4	23	あり	(6) ,(19)
(16)	俵坂	長崎自動車道	2 車線	なし	頁岩	240	0.04	9	45	なし	(6)

第3章 路盤隆起に関する事例分析

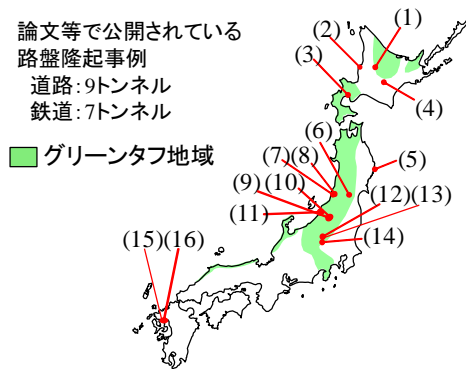
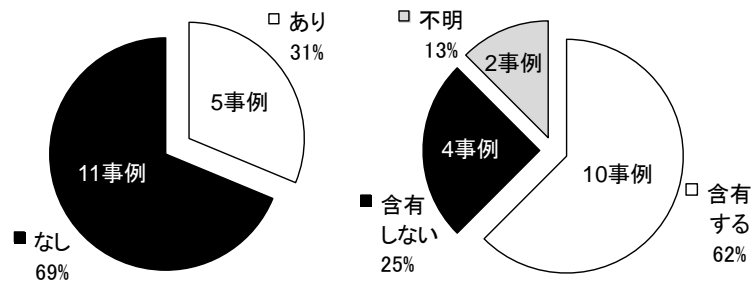


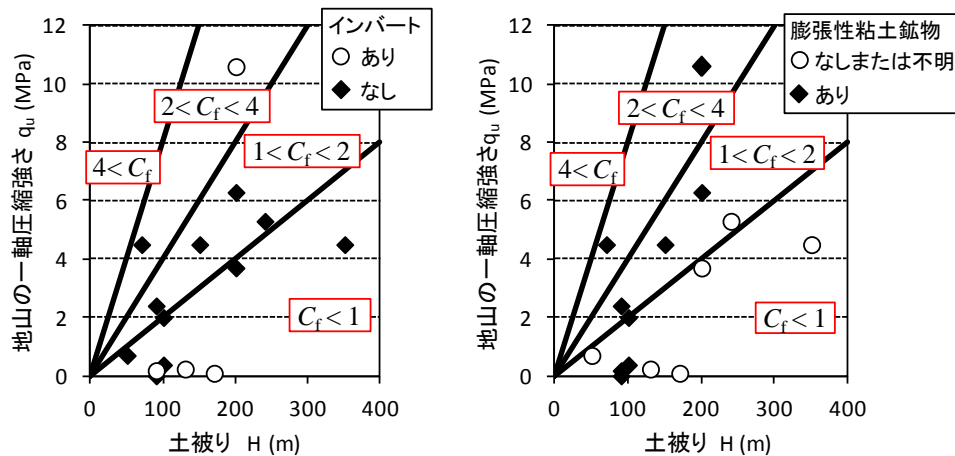
図-3.2 路盤隆起を生じたトンネルの分布



a) インバートの有無

b) 膨張性粘土鉱物の有無

図-3.3 路盤隆起発生トンネルの分類



a) インバートの有無

b) 膨張性粘土鉱物の有無

図-3.4 路盤隆起発生トンネルの変状要因

図-3.2 に収集されたトンネルの分布を示す。文献 10)によると、地圧により変状したトンネルはいわゆるグリーントフ地域に多いことが示されているが、図-3.2 よりこの傾向が路盤隆起現象でも当てはまることが分かる。

図-3.3 a)にこれらのトンネルのインバートの有無を調べた結果を示す。これより、インバートが有っても路盤隆起が発生していることが分かる。図-3.3 b)に路盤隆起が発生したトンネルの、膨張性粘土鉱物の有無を調べた結果を示す。これより、路盤隆起が発生したトンネルの6割以上で膨張性粘土鉱物が含まれていたことが分かる。

図-3.4に土被りを横軸に、地山の一軸圧縮強さを縦軸にとったグラフを示す。土被りまたは地山の強度が入手できなかった事例はプロットしていない。図-3.4 a)と図-3.4 b)は、横軸、縦軸は同一であるが、図-3.4 a)はインバートの有無で、図-3.4 b)は膨張性粘土鉱物の有無でプロットを変えている。また、地山の単位体積重量を仮に 20kN/m^3 としたときの地山強度比 C_f の範囲をグラフ中に示している。ここで地山強度比 C_f は、地山の一軸圧縮強さを q_u 、土被りを H 、地山の単位体積重量を γ としたとき、式(3.1)で表わされる指標である。

$$G_n = q_u / \gamma H \quad (3.1)$$

図-3.4に示す通り、大半のトンネルが一般的に膨張性あり²¹⁾と判定される $C_f < 2$ の範囲であり、 $C_f > 4$ の事例はなかった。また、地山強度比 $C_f < 1$ の路盤隆起事例が多い中で、 $C_f > 1$ と比較的地山強度比が大きい事例では、インバートがなく、膨張性粘土鉱物がある場合が多いことも分かる。なお、今回の整理では地山の強度は路盤隆起発生後に得られた試料から求められたものであり、トンネル建設時の強度よりは低下している場合が多いと思われ、路盤隆起の要因として、供用後に地山強度が低下することによる塑性化に伴って路盤隆起が発生しているケースが多いものと想像される。一方で、膨張性粘土鉱物の吸水膨張圧の影響を否定できないケースも多く存在する。

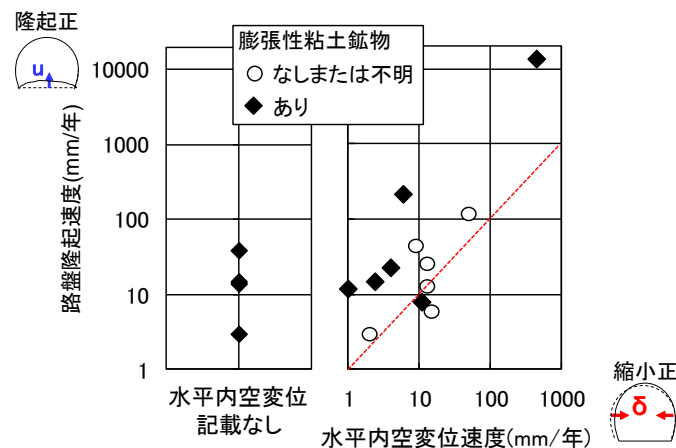


図-3.5 路盤隆起速度と各種要因との関係

一般的に軟岩の一軸圧縮強さは数百 kPa ～ 20MPa 程度²²⁾とされているのに対し、今回収集した事例の一軸圧縮強さは図-3.4より 12MPa 以下であり、軟岩に属する。軟岩の工学

的特性として、含水による強度低下、スレーキング特性、スウェリング特性、クリープ特性が挙げられる²³⁾が、これらの特性はいずれも路盤隆起の原因となり得るものである。

図-3.5に、水平内空変位速度と路盤隆起速度の関係を示す。プロットは膨張性粘土鉱物の有無で分けている。図-3.5に示す通り、路盤隆起が発生しているトンネルでは、水平内空変位が拡大している事例はなく、全事例で縮小または記載なしであった。さらに、膨張性粘土鉱物がある事例では、水平内空の縮小が比較的小さい傾向が見られる。ここで、水平内空変位記載なしの事例は、特筆すべき変位量ではなかった場合、側壁に目立った変状がなく、そもそも計測されていなかった場合等が考えられるが、いずれにせよ水平内空変位は大きくはなかったものと推察される。

文献10)では、供用開始後に地圧による変状が発生し、継続して内空変位を計測した事例を集め、対策工実施前までの内空変位と経過年数の関係をまとめている。その結果を図-3.6に示す。図-3.6により、基本的には時間とともに長期にわたって比例的に内空の縮小が継続することが多いことが示されている。

同様の整理を今回、路盤隆起についても実施した。文献調査により10トンネル分の計測データを得て整理している。その結果を図-3.7に示す。図-3.7も図-3.6と同様に対策工が実施されるまでの計測データである。盃山トンネルのように、10日間で100 mm（累計380 mm）もの隆起が発生した⁷⁾というような例外はあるものの、基本的には図-3.6と同様、時間の経過とともに長期にわたって緩慢・比例的に隆起が継続することが多いことが分かる。また今回集めた事例では、複数年にわたって対策工がされないまま計測が継続されている事例も多いことが分かる。すなわち、隆起の進行が緩慢である場合は、緊急で対策工を実施せず、まずは調査・計測を実施し、その結果を対策工の設計に活かすことが多いものと考えられる。

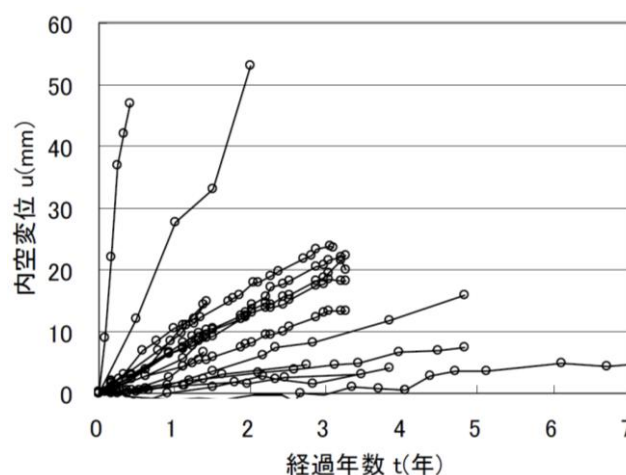


図-3.6 対策前の内空変位の経時変化¹⁰⁾

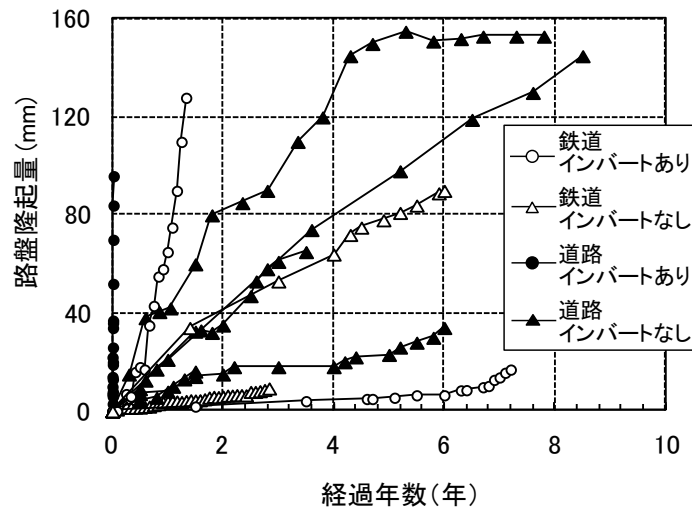


図-3.7 対策前の路盤隆起の経時変化

3.3 供用中の路盤隆起対策工の事例とその効果

図-3.8 に、路盤隆起が発生したトンネルに実施された対策工を示す。1 事例で複数の対策工が実施されている場合は複数カウントしている。このグラフより、道路トンネルではインバートの新設・打替えが多く、また、それに付随する路盤部掘削に伴い側壁が押出することを防ぐ目的で、側壁へのロックボルトやアンカーの事例も多いことが分かる。一方で鉄道では終電から始発までの夜間作業で実施可能な下向きロックボルトにより対策をしている事例が多いことが分かる。

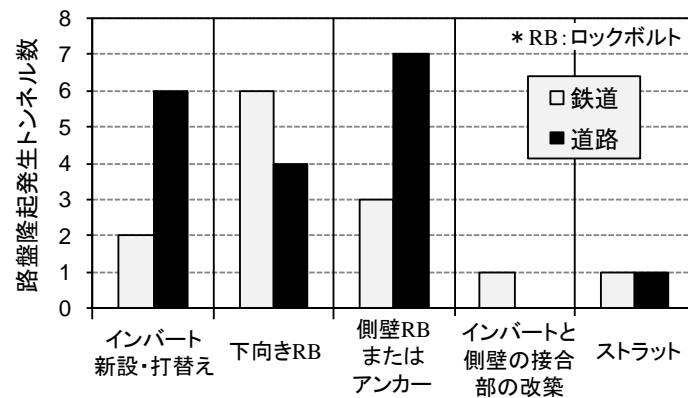


図-3.8 路盤隆起トンネルに実施された対策工

模型実験や数値解析を実施する際の条件整理のため、供用中の路盤隆起に対して実施された対策工の事例を収集、整理した。表-3.5 に路盤隆起対策工に使用したロックボルト（以下図表中では RB と記載）の諸元と路盤隆起対策工前後の隆起速度を示す。路盤隆起抑制率は、対策工前後の路盤隆起速度から算出している。表-3.5 より、ロックボルトの長さは

第3章 路盤隆起に関する事例分析

3～9 m, 打設ピッチは横断、縦断ともに1～2 m前後で、単位面積あたりの打設本数に換算すると0.25～1 本/ m²程度の実績が多く報告されていることが分かる。対策工として下向きロックボルトだけを実施した場合の路盤隆起抑制率は50～100 %であり、表-3.5の番号1と2では路盤隆起速度を抑制はできているものの、抑止はできていないことが分かる。番号5と6では対策工後の計測期間が文献公表時点では十分でないものの、大きな対策工の効果が得られたことが報告されている。

路盤隆起速度が大きい(30～40 mm/年以上) 場合では、下向きロックボルトのみの対策工ではなく、インバートの新設や改築といった大規模な補修が行われている。番号9と10では下向きロックボルトはインバート下地山の安定化を期待して補助的に施工されていた。

表-3.5 路盤隆起対策工に使用したロックボルトの諸元、路盤隆起対策工前後の状況

番号	トンネル名	断面	インバート	路盤部への主な対策工	RB長さ(m)	打設ピッチ		RB径(mm)	プレストレス(kN)	対策工前後の路盤隆起速度(mm/年)	対策工後の隆起速度の計測期間	路盤隆起抑制率(%)	参考文献
						横断(m)	縦断(m)						
1	朝日	2車線	あり	下向きRB	5	1.5	1	25	0	26→6	2年	77	14)
2	大毎	2車線	あり	下向きRB	5	1.5	1	25	0	14→7	1年	50	15)
3	崖松	2車線	なし	下向きRB	7	1	1	25	*	11→*	*	*	17)
4	礼文浜	複線	なし	下向きRB	3～5	1	1.5	*	50	5→*	*	*	12)
5	一ノ瀬	複線	あり	下向きRB	7～8	2	1.1	25	50	12→1	1年3ヶ月	90	9),31)
6	碓氷峠	複線	なし	下向きRB	8	1.4	1.5	25	*	3→0	8ヶ月	100	9)
7	第3トマム	単線	なし	RCサイドブロック, 下向きRB	6	1.8	2.5	25	*	3→0	*	100	8)
8	新登川	単線	なし	RCサイドブロック, 下向きRB	6	1.8	2.5	25	*	2.4→0	21日	100	32)
9	神居	複線	あり	インバートと側壁の接合部改築, 下向きRB	9	1.3	0.657	32	50	120→0	*	100	10)
10	小山田	2車線	なし	インバート新設, 下向きRB	4	1	1.2	*	*	219→0	1年	100	13)
11	一本松	2車線	なし	検討中	下向きRBは打設せず					4→*	*	*	33)
12	礼文浜	複線	なし	インバート新設	〃					15→*	*	*	12)
13	浅間山	2車線	なし	インバート新設	〃					39→*	*	*	18)
14	うれしの	2車線	なし	インバート新設	〃					23→*	*	*	6),19)
15	俵坂	2車線	なし	インバート新設	〃					45→*	*	*	6)
16	黒岩	2車線	なし	インバート新設	〃					15→0	3年	100	11)
17	盃山	2車線	あり	インバート改築	〃					3900→0	6ヶ月	100	7)

RB：ロックボルト、*：文献に言及なし

3.4 推定される路盤隆起メカニズム

山岳トンネルにおいて、側壁の押出しや路盤隆起といった現象は、塑性圧の作用により発生する場合がほとんどであると言われている²⁴⁾。ここで、塑性圧とは、文献 24)によれば、周辺の地山が塑性化し、塑性領域の拡大に伴い地山が押し出すこととされている。また、地山が塑性化し、押出しが生じて支保工あるいは覆工が変形する現象をスクイーディングと呼び、スメクタイト等の膨張性粘土鉱物が吸水膨張することで覆工に荷重が作用する現象をスウェリングと呼ぶとされており、その区別が難しいことから文献 24)では両者を一括して塑性圧として取り扱っている。よって、厳密に言えば、山岳トンネルの路盤隆起はスクイーディングやスウェリングによる地圧によって発生するケースが多いと考えられる。確かに、トンネルの変状現象からその原因がスクイーディングかスウェリングか判断することは困難であり、それらが複合的に作用していることも多い²⁵⁾。しかし、本論文は模型実験や数値解析により、路盤隆起の現象とその対策工の作用を研究するものであり、メカニズムを明確にして検討する必要があると考え、これらを分けて扱うこととする。

なお、3.2 の供用後の路盤隆起の事例分析結果においても、全ての事例で地山強度比が4以下と小さかったことから、路盤隆起へのスクイーディングの影響は大きいものと想像される。また、多くの事例で膨張性粘土鉱物が含まれていたことから、それらではスウェリングが関与していることが考えられる。一般的に膨張性粘土鉱物のスウェリングにより発生する変位はスクイーディングにより発生する変位と比較して小さいとされている²⁶⁾。以上から、基本的には我が国の路盤隆起はスクイーディングの影響が大きいものの、スウェリングの影響が大きい場合もあり得ると考えている。

海外の山岳トンネルの路盤隆起に関する文献を調べると、その原因として Anhydrite（無水石膏）のスウェリングを挙げている事例^{たとえば 27)~29)}が多い。これらの文献によると、スウェリングの場合、水が路盤部に集まる関係から、水平内空の縮小はあまり発生せず、路盤隆起のみが著しく発生することが示されている。我が国では、無水石膏によるスウェリングの事例は報告されていないが、粘土鉱物のスウェリングの場合にも、水平内空変位よりも路盤隆起が大きく発生する傾向があるものと予想される。ここで、図-3.5 を再度確認すると、膨張性粘土鉱物がある事例では確かに水平内空変位が小さい傾向にある。このことから、十分な根拠ではないが、我が国の路盤隆起についてもスウェリングの関与の可能性は考えられる。なお、図-3.5 の膨張性粘土鉱物がある事例で水平内空縮小がある程度発生している事例も多く、これらは、スクイーディングとスウェリングが複合的に作用している可能性が考えられる。

ここで、供用開始後に、図-3.7 に示したような時間経過とともに進行する路盤隆起が発生する原因としては、スクイーディング、スウェリングの他に、地山のクリープによる押し出しも考えられる。スクイーディング、スウェリング、クリープはいずれも軟岩に多く見られる性質である。3.2 で示した通り、供用中に路盤隆起が発生しているトンネルは、土被りが50m以上で地山強度比が低く、一軸圧縮強さは12 MPa以下の軟岩地山に存在すること

が示されている。スクイージング、スウェリング、クリープが供用中の路盤隆起の原因であるとした場合に考えられる路盤隆起メカニズムをそれぞれ以下に記述する。

スクイージングは、地山の強度に対して応力状態が大きくなり、地山が塑性化し、トンネル内空側に地山が押出す現象である。ここで、トンネル建設時においては、掘削や切羽進行の影響により、トンネル近傍地山の応力状態が大きく変化し、塑性化し押出すと考えられる。一方供用中は、地山の応力状態は大きくは変化しないため、何からの原因で地山の強度が低下することにより、スクイージングによる路盤隆起が発生するものと考えられる。

スウェリングは、地山が膨張性粘土鉱物を含有している場合に、地下水が十分に供給されやすい路盤部において粘土鉱物が吸水膨張し、路盤隆起が発生するというメカニズムが考えられる。

クリープは、大きな軸差応力の環境にある路盤部においてクリープひずみが発生し、路盤を押し上げる可能性が考えられる。しかし一般的な地山のクリープ現象であれば時間経過とともに隆起が収束傾向になると予想されるが、図-3.7より、隆起は年単位の長期にわたり収束の傾向がない。また、クリープ破壊に至る場合については、地山の強度低下が経時的に発生する環境下では、スクイージングによる塑性化と区別できない。

ここで、地山の強度低下の要因としては、スレーキングやスウェリングが考えられる。スレーキングは地下水等による乾湿繰り返しに伴う地山の細片化であり、やはり軟岩で発生しやすい現象である。スウェリングによる地山の強度低下メカニズムとしては、文献 25)によると、地山のせん断破壊面付近で含水率が増加し、局所的なスウェリングが発生し、それにより軟弱化が進行することが示されている。なお、文献 30)では変状トンネルにおいて坑内からボーリング調査を実施したところ、トンネル近傍では実際に地山の強度低下が進行しており、トンネルから離れた深部ではコアが新鮮な状態であったという結果が示されている。

以上から、地質的な要因による供用開始後の路盤隆起のメカニズムは、基本的にスクイージングかスウェリング、あるいはそれらが複合して発生する場合が多いと考えられる。

スクイージング、スウェリングによる路盤隆起のメカニズムの模式図を図-3.9 に示す。改めて、図-3.9 を用いてメカニズムを述べると、スクイージングは、地山の強度に対して土被り圧が大きい場合に、特に拘束圧の小さい路盤部において水平方向応力に対して鉛直方向応力が小さくなり、すなわち路盤部において最大主応力と最小主応力の差である軸差応力が大きくなるため塑性化し、路盤が隆起するものと考えられる。スウェリングは、山岳トンネルは排水管のある路盤部に地下水が集まりやすいために路盤部にある膨張性粘土鉱物が吸水し膨張することで路盤が隆起するものと考えられる。

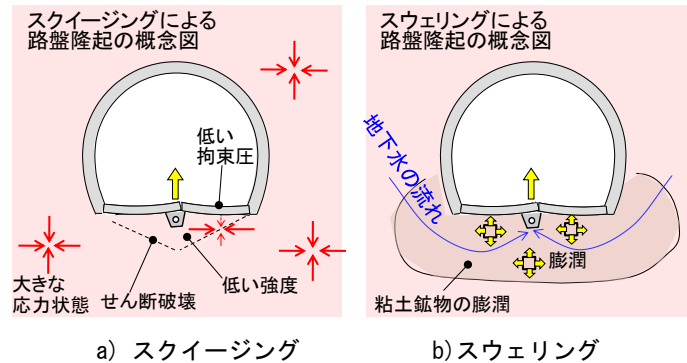


図-3.9 想定される路盤隆起メカニズム

図-3.9 に示した通り，路盤隆起のメカニズムはスクイーディングとスウェリングで大きく異なり，メカニズムの違いで対策工の効果や作用メカニズムが違ってくる可能性も考えられる．よって，本論文では，スクイーディングとスウェリングを区別して検討する．

なお，路盤隆起要因としては以上のような地質的な要因だけでなく，構造的要因も考えられる．近年ではいくつかの供用開始後の路盤隆起事例を受け，インバートの設置基準が昔と比べて厳しくなってきたものの，古いトンネルではインバートがないことも多い．インバートがない場合，あるいはあっても曲率が十分ではない場合には，アーチ部と比較して力学的に弱い路盤部で変状が発生しやすいと考えられる．インバート半径が路盤隆起に与える影響については第8章で検討する．

3.5 まとめ

本章では実際に路盤隆起が発生したトンネルの事例を分析した．また，事例分析結果を基に，想定される路盤隆起メカニズムを示した．得られた知見を以下にまとめる．

- 1) 路盤隆起は地山強度比が低い場合や，インバートがなく膨張性粘土鉱物が存在する場合に多く発生している．
- 2) 路盤隆起現象は，基本的には時間の経過とともに長期にわたって比例的に隆起が継続しており，対策工実施前に路盤隆起が自然と収束することはほとんどない．
- 3) 路盤隆起の対策工としては，特に鉄道トンネルでは下向きのロックボルトを採用している事例が多い．
- 4) 路盤隆起が発生し，対策工を実施した山岳トンネルの事例を収集した結果，ある程度小さい隆起速度の場合に下向きロックボルトのみによる対策工が実施されていることが分かった．その路盤隆起速度抑制効果は，長期にわたって計測された報告は少ないものの，50～100%であった．
- 5) 全事例で地山強度比が小さかったことから，我が国における供用中の路盤隆起は地山の強度低下に伴うスクイーディングが大きな原因であると考えられる．さらに，地山中に存在する膨張性粘土鉱物のスウェリングの影響が否定できない事例も多く存在する．

第3章 路盤隆起に関する事例分析

本章でのメカニズムの推定結果を考慮して、次章第4章ではスクイージングを想定した模型実験とその数値解析を実施する。また、第5章ではスウェリングを想定した模型実験とその数値解析を実施する。

参考文献

- 1) 横尾敦, 重田佳幸, 嶋本敬介, 太田裕之, 富田敦紀, 松尾勉, 松沼政明, 朝倉俊弘: 供用後のトンネル底盤部に発生する変状現象と対策工の現状, 第13回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.741-746, 2013.
- 2) 嶋本敬介, 野城一栄, 小島芳之, 中西祐介, 塚田和彦, 朝倉俊弘: 地山の塑性化に伴う山岳トンネルの路盤隆起現象とその対策工に関する研究, 土木学会論文集 F1, Vol.69, No.1, pp.54-72, 2013.
- 3) 嶋本敬介, 野城一栄, 小島芳之, 塚田和彦, 朝倉俊弘: 地山の吸水膨張による山岳トンネルの路盤隆起現象とその対策工に関する研究, 土木学会論文集 F1 特集号, Vol.68, No.3, pp.65-79, 2012.
- 4) 土木学会: トンネルライブラリー第12号, 山岳トンネル覆工の現状と対策, 2002.
- 5) 土木学会: トンネルライブラリー第25号, 山岳トンネルのインバート設計・施工から維持管理まで, 2013.
- 6) 蒲原圭介, 山本武文, 松野徹: うれしの・俵坂トンネル変状対策工事の施工, 第23回日本道路会議一般論文集, pp.208-209, 1999.
- 7) 佐久間智, 菅原徳夫, 多田誠, 遠藤祐司: 供用中に発生した急激な盤ぶくれ変状を復旧する, 山形自動車道盃山トンネル(上り線), トンネルと地下, Vol.40, No.12, pp.27-37, 2009.
- 8) 小西康人: 直結軌道を有するトンネルにおける盤ぶくれ対策の計画と設計 JR 石勝線第3トマムトンネル, 鉄道施設協会誌, pp.45-47, 2003.12
- 9) 渡邊康夫, 藍郷一博, 鈴木尊: 供用中の新幹線トンネルで発生した路盤隆起の原因とその対策, トンネルと地下, Vol.38, No.9, pp.7-16, 2007.
- 10) 高木敏雄: 営業線トンネルの変状と対策, トンネルと地下, Vol.28, No.11, 1997.
- 11) 鈴木哲也, 岩渕武, 林満, 森田英俊: 変質した地山中のトンネルにおける変状調査と対策, 開発土木研究所月報, No.449, 1990.
- 12) 原田聡: ロックボルト補強トンネルの長期計測, 鉄道土木, Vol. 27, No. 11, p.703, 1985.
- 13) 平井公康, 鈴木照行, 秋月亨, 八重樫栄: 供用中の NATM トンネルの盤ぶくれ, トンネルと地下, Vol.26, No.12, pp.19-25, 1995.
- 14) 松尾茂生, 滝沢俊次, 大谷政敬: ロックボルトを利用した盤ぶくれ対策, トンネルと地下, Vol.11, No.11, pp.19-29, 1980.
- 15) 松木達夫, 岩井一夫: 盤ぶくれにおけるロックボルトの効果, 第16回日本道路会議論文集, pp. 143-145, 1985.
- 16) 野澤伸一郎, 伊藤忠八, 竹内定行: 既設トンネルの膨圧を克服ー只見線 六十里越・田子倉トンネルー, トンネルと地下, Vol.23, No.10, pp.17-22, 1992.10

- 17) 生原勲, 上西健: 既設トンネルの盤ぶくれ調査とその対策, 第16回日本道路会議論文
集, pp. 140-142, 1985.
- 18) 中田正夫, 伊藤洋: 供用トンネルにおける変状と対策, トンネルと地下, Vol.31, No.4,
pp.7-14, 2000.
- 19) 河野正博, 高卯和博: 供用トンネルにおける変状と対策, トンネルと地下, Vol.30, No.6,
pp. 499-506, 1999.
- 20) 松長剛, 野城一栄, 朝倉俊弘: 地山劣化モデルによるトンネル変状の進展予測に関する
研究, 土木学会論文集 C, Vol.65, No.2, pp.467-479, 2009.
- 21) 土木学会: トンネル標準示方書, pp. 37-43, 2006.
- 22) 土木学会: 軟岩評価ー調査・設計・施工への適用ー, pp.3-6, 1992.
- 23) 菊池宏吉: 地質工学概論, 土木工学社, pp.39-40, 1990.
- 24) 土木学会: トンネルの変状メカニズム, p.46, 2003.
- 25) 仲野良紀: 膨張性地山の実態, トンネルと地下, Vol..6, No.10, 1975.
- 26) アイダンオメール, 赤木知之, 伊東孝, 川本眺万: スクイーピング地山におけるトン
ネルの変形挙動とその予測方法について, 土木学会論文集III, No.448, pp.73-82, 1992.
- 27) Wittke, W. and Wittke, M. : Design, construction and supervision of tunnels in swelling rocks,
Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future, Taylor & Francis
Group, London, Erdem & Solak (eds), pp. 1173-1178, 2005.
- 28) Iván Rafael Berdugo De Moya, Eduardo Alonso Pérez de Ágreda, Enrique Romero Morales and
Antonio Gens Solé : Tunnelling and Swelling in Triassic Sulphate-Bearing Rocks. Part I - Case
studies from Baden-Württemberg, *Revista Epsilon*, No.12, pp. 13-37, 2009.
- 29) Anagnostou, G., Pimentel, E. and Serafeimidis, K. : Swelling of sulphatic claystones – some
fundamental questions and their practical relevance, *Geomechanics and Tunnelling*, Vol. 3, pp.
567-573, 2010.
- 30) 野城一栄, 嶋本敬介, 小島芳之, 高橋幹夫, 松長剛, 朝倉俊弘: 地山劣化モデルによる
トンネル変状の再現解析とその長期予測への適用, 土木学会論文集 C, Vol. 65, No. 1,
pp.107-119, 2009.
- 31) 鈴木誠治, 鈴木昭一: ロックボルト打設による路盤隆起対策, 日本鉄道施設協会誌, Vol.44,
No.11, pp. 925-927, 2006.
- 32) 木村武広: 新登川トンネルにおける補強, 新線路, Vol.65, No.5, pp. 53-55, 2011.
- 33) 奥井雄三, 太田裕之, 早川泰史, 伊佐治晋: 緩慢に進行する盤ぶくれ現象の調査とトン
ネルの安定性評価に対する一考察, トンネル工学報告集, Vol.20, pp.85-92, 2010.11

第4章 地山の塑性化に伴う路盤隆起に関する検討

文献 1)では、スクイーピング現象とスウェリング現象は区分することが難しいとされているが、第3章で述べた通り、路盤隆起現象に対するロックボルトの作用メカニズムを考える場合、スクイーピング、スウェリングそれぞれの路盤隆起のメカニズムについて検討することに意義があると考え、本章では特にスクイーピングを想定した模型実験、数値解析を実施し、対策工としての下向きロックボルトの作用メカニズムや合理的な設計諸元を検討した²⁾。

4.1 模型実験

スクイーピングを想定した路盤隆起に関する模型実験を実施する。具体的には、トンネル模型に側方から模擬地山を介して載荷することにより、図-3.9 a)のスクイーピングの模式図で示した応力状態に近い状況を再現した。

4.1.1 実験準備

実験には、図-4.1の載荷模型実験装置^{3,4)}を用いた。本装置は、土槽(600×600×300 mm)、反力フレーム、載荷用ジャッキ(200 kN)、ロードセル、載荷板、土槽などからなっており、ジャッキの片側からの載荷により模擬地山を介して覆工模型に地圧が伝わる構造になっている。トンネル模型は図-4.1に示す通り、鉛直方向をトンネル軸方向として設置し、そのまわりに地山を模擬した低強度モルタルを打設している。模擬地山打設後は平面ひずみ状態に近づけるため、蓋により模擬地山の上面が鉛直上方に変位するのを押さえて実験を実施した。模擬地山上面は、モルタル硬化時に収縮するため、その収縮分を埋める目的で石膏を流し込み整形することで、蓋と密着するようにしている。蓋と石膏との摩擦は大きくないため、摩擦の影響は小さいと考える。土槽側面、下面と低強度モルタルの間は、周面摩擦の影響が出ないようにテフロンシートで縁切りをしている。なお、トンネルの位置する部分には蓋に円形の観察窓が空いており、載荷中のトンネル内の様子が目視で観察できるようになっている。

図-4.2に土槽とトンネル覆工模型の寸法、位置関係を示す。また、図-4.3に実験に用いた覆工模型の寸法を示す。覆工模型は複線新幹線断面の1/50縮尺を想定して、巻厚14 mm、内空半径96 mm、インバート半径は270 mmとしている。これは実トンネルサイズに換算するとそれぞれ70 cm、4.8 m、13.5 mとなる。相似則については、重力の影響を考慮しない実験であるため、実際と模型で地山、覆工が同一の力学特性であるとする、弾性範囲内においては変位は実現象と模型実験で1:1/50、応力は1:1に対応すると考えられる⁵⁾。覆工模型はモルタルコンクリート製で、圧縮強さ f_c は約26 MPaである。覆工とインバートは別々に作製しており、その接合は、剛結にしないようにビニールテープを側壁脚部に貼り、インバートと側壁脚部との3 mm程度の隙間を低粘度のエポキシ樹脂で充填した。

結果として、本実験においては実験後もインバートと側壁の接合部で破壊やずれが生じることはなかった。

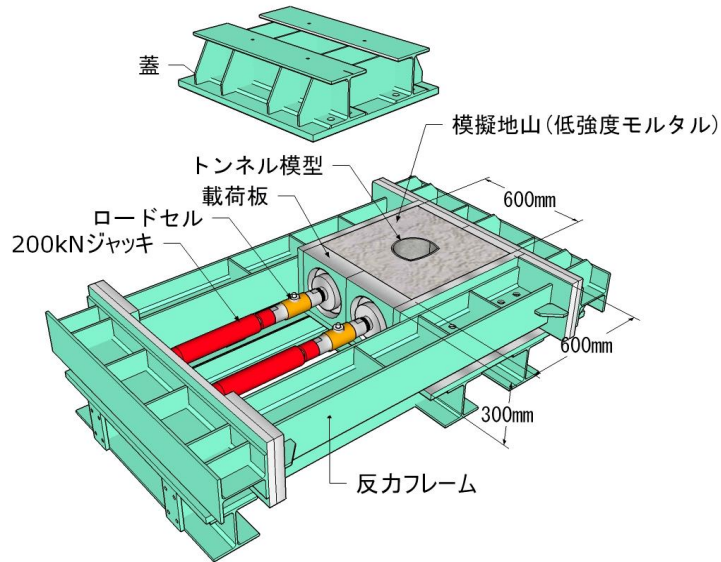


図-4.1 載荷模型実験装置

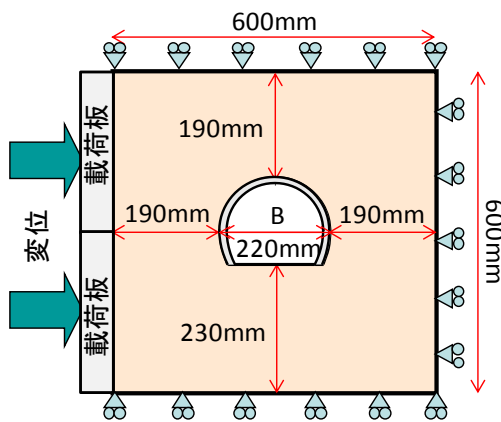


図-4.2 土槽と覆工模型の寸法

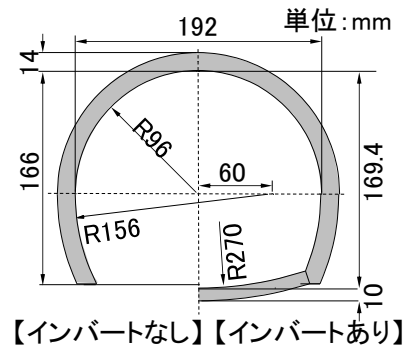


図-4.3 覆工模型の寸法

模擬地山は軟岩を想定して、過去に小島ら⁹⁾が行った研究で用いた配合を参考に、さらに水セメント比を少し大きくしたもの（ $W/C=3.5$ ）を使用している。配合を表-4.1に、室内試験によって把握した物性値を表-4.2に示す。本材料はベントナイトと減水材を併用することにより、貧配合であるにも関わらず分離が起きにくく、流動性の良い材料である。なお、養生期間は7日間としている。

表-4.1 模擬地山の配合

使用材料	材料	単用量 (kg/m ³)
水		650
セメント	早強ポルトランド	185
細骨材	珪砂 6 号	650
混和材	ベントナイト	65
混和剤	減水剤	17
	分離防止剤	0.29

表-4.2 模擬地山の室内試験結果

名称	試験結果	試験方法
一軸圧縮強さ q_u	0.41～0.63MPa (平均 0.46MPa)	一軸圧縮試験 (ひずみ速度 1%/min 時)
変形係数 E_{50}	47～121MPa (平均 82MPa)	
せん断強さ c	0.15MPa	三軸圧縮試験
内部摩擦角 ϕ	13°	

ロックボルト模型（以下ボルト）を図-4.4に示す。ボルトの材料には直径1mmのステンレス棒を用いた。また、ボルトの径を太くしたケースも実施しており、それには直径3mmのアルミニウム棒を使用している。加工の都合上、径1mmと3mmでボルトに使用した材質が異なるが、本実験において、軸力によるボルトの伸びよりもボルトと模擬地山との間の滑りの方が支配的であると考えられたため、ボルトの材質が違って大きな影響はないと考えた。

ボルトと地山との付着力を表現するため、ボルト模型の周面にエポキシ系接着剤により砂（珪砂6号）をまぶした。なお、ボルトの径は直径1mmのステンレス棒で、実物大に換算すると50mmとなりやや過大となっているが、ロックボルト奥行き方向の設置のピッチはいずれのケースも42mmとしており、これは実物大に換算すると2.1m相当と、ボルトの径が太い分、一般的に施工される下向きロックボルトの施工ピッチ（1～1.5m）よりもやや広めとなっている。ボルトの長さは100mm（実物大5m相当）とした。ボルトを一断面当たり4本設置するケースにおけるボルト配置を図-4.5に示す。

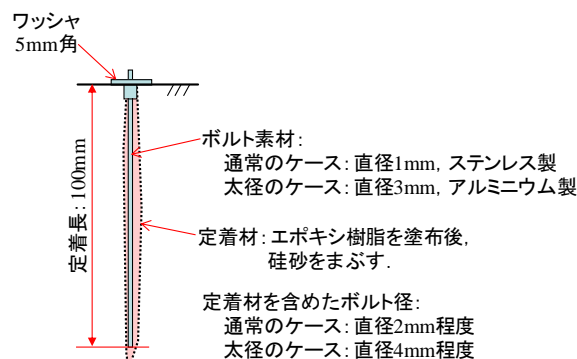


図-4.4 ロックボルト模型の模式図

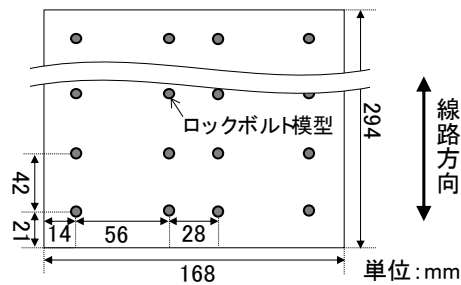


図-4.5 路盤面上面図（ロックボルト4本/断面の場合）

4.1.2 実験方法

実験フローを図-4.6に示す。载荷は変位制御により実施し、トンネルに対して左側から変位を与えた。

この変位により、路盤部が破壊され、路盤隆起が発生する。これは、実トンネルにおけるスクイージング現象を表現している。すなわち、実トンネルでは、トンネル掘削による水や空気の流れといった環境の変化、応力状態の変化により路盤部地山が強度低下し、軸差応力の大きい路盤部が塑性化することにより、路盤隆起が発生することが多いと思われるが、模型実験では地山の強度を低下させるのが困難であるため、側方からの変位（荷重）を増加させて路盤部を塑性化させている。側方からの変位を増加させると、第3章で想定した路盤隆起メカニズム（図-3.9 a）に示したような応力状態が再現され、路盤部が破壊され隆起が発生するという点で、本実験はスクイージングのモデル化としてある程度妥当であると考えられる。

なお、本実験はトンネルに対して鉛直圧よりも側圧の方が大きい状況を再現していることになるが、図-3.9 a)に示した模式図からも分かる通り、側圧が大きい方が路盤部の軸差応力が大きくなるため、路盤部の破壊、隆起が起きやすくなる。また、文献7)では、土被りが50 mより大きい時には側圧係数（側圧 / 鉛直圧）が1.0より大きい場合が多々あることが示されている。さらに、模擬地山を介した同種の载荷実験を実施している文献3),8)においては、側方载荷だけでなく鉛直载荷も実施されているが、路盤部地山が破壊せず、水平内空が拡大する変形モードになるという結果が得られている。以上の理由により、本論文ではトンネルに対して側方から载荷することとした。

実験は、ジャッキ载荷速度0.2 mm /分のもとで5分間载荷し、1 mmのジャッキ変位を確認後に载荷を停止し、その状態で5分間覆工内面の観察を実施する。このステップを、载荷板変位が18 mmに到達するまで繰り返す。18 mmを载荷した結果、水平内空変位は16 mm程度発生する。これは、覆工模型の内径の8 %程度の変位量であり、一般的に見られる変位レベルよりも大きい状態までを検討していることとなる。

計測に関しては、载荷板の変位、载荷重の他、トンネル模型内に変位計を設置し、左右側壁、天端、路盤の変位を計測した。その他、目視により覆工のひび割れ状況を確認した。

第4章 地山の塑性化に伴う路盤隆起に関する検討

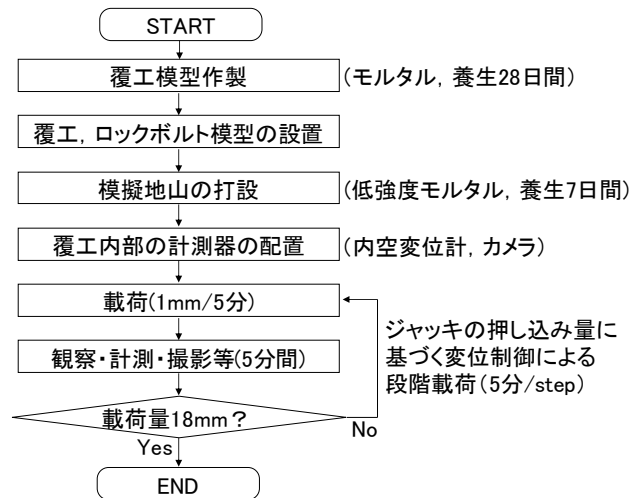


図-4.6 実験の手順

4.1.3 実験ケース

実験ケースを図-4.7に示す。実験は無対策（ボルトなし、インバートなし）のケース（ケース1）を標準とし、インバートの有無に着目したケース（ケース2）、ボルトの太さ、本数、打設位置をパラメータとして変化したケース（ケース3～6）、ボルトの打設角度を変化させたケース（ケース7～8）、ボルトの長さを変化させたケース（ケース9～10）の計10ケースを実施した。ケース7～8は路盤中央部に排水管がある場合に、排水管を損傷しないために少し傾けて打設することを想定したケースである。なお、ケース7とケース8、ケース9とケース10は、極力同条件で比較するために、トンネル模型および模擬地山を奥行き方向に2分割し、同じ模擬地山の下、2ケース同時に実施している。

ケース1 標準 対策 なし	ケース2 インバート あり	ケース3 ボルト 6本 太アルミ棒	ケース4 ボルト 4本	ケース5 ボルト 2本 外側
ケース6 ボルト 2本 内側	ケース7 ボルト 4本 内側斜め	ケース8 ボルト 2本 内側斜め	ケース9 ボルト 4本 長い	ケース10 ボルト 4本 短い

図-4.7 実験ケース

4.1.4 実験結果

実験結果については、地山のひずみ B/L と水平内空変形率 δ/D 、路盤鉛直変位率 u/D を指標にして整理した。図-4.8にこれらの諸量の定義を示す。土槽の長さ $L=600\text{ mm}$ ，トンネル内径 $D=192\text{ mm}$ であるので、地山のひずみ $B/L=1\%$ で載荷板変位 $B=6\text{ mm}$ ，路盤鉛直変位率 $u/D=1\%$ で路盤鉛直変位 $u=1.92\text{ mm}$ である。

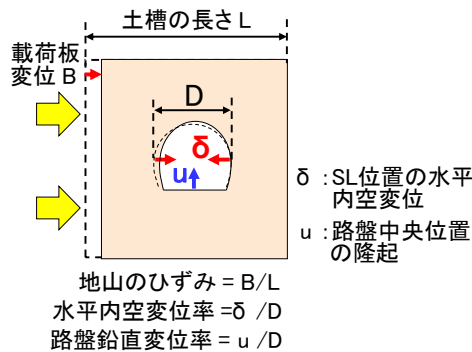


図-4.8 地山のひずみ B/L ，水平内空変形率 δ/D ，路盤隆起量 u の定義

(1) 載荷圧

図-4.9に地山のひずみ B/L とジャッキ荷重を載荷板面積で割ることで求めた載荷圧との関係を示す。これより、載荷圧が増減を繰り返していることが分かる。本実験では、図-4.6に示した通り、ジャッキを 1 mm 押し込むごとに5分間の観察時間を設けており、その観察時間の間に載荷圧が低下した。これは、本実験において模擬地山として使用した低強度モルタルが水分を多く含むため、変位を固定した観察時間中に間隙水圧が変化し、応力緩和が発生したためと考えられる。 B/L が 2% を超えて大きくなると若干の滴水も見られた。想定した地山の強度や実験装置の反力フレームの耐力の問題上、模擬地山を低強度としたため、ある程度の応力緩和や排水の問題は避けられなかったが、観察時間終了後、再載荷した時には、同一応力経路で載荷圧が上昇しており、応力緩和の影響は大きくないものと考えられる。

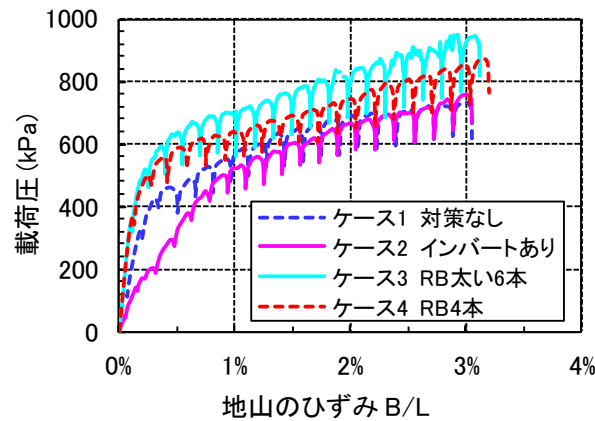


図-4.9 地山のひずみと載荷応力の関係

表-4.3 に、各ケースの模擬地山に使用した低強度モルタル供試体の一軸圧縮試験から得られた一軸圧縮強さ q_u と弾性係数 E_{50} を示す。試験は供試体を3個作成し、結果はその3回の試験結果の平均値としている。養生期間は模型実験の模擬地山と同様に7日間としている。表-4.3 に示す通り、模擬地山の物性値はある程度のばらつきを持っている。本論文のような、変位制御の実験の場合、 E_{50} は大きいほど、 q_u は小さいほど小さいひずみで地山の破壊が発生することになり、変形が大きくなる。そこで、表-4.3 において、各ケースの q_u と E_{50} の比を比較している。これより、ケース1を1として比較すると、ケース9, 10を除いて各ケース1以下であり、ケース2～8はケース1よりも小さいひずみで模擬地山の破壊が発生する条件であることが分かる。ただし、かなりのばらつきがあり、本模型実験で定量的な評価を行うのは難しいと考えられるため、定量的な評価は解析に譲り、模型実験では定性的な判断に留めることとする。ケース2は、 E_{50} の値は比較的大きいものに関わらず、図-4.9 より載荷圧は、 $B/L < 1\%$ において、他ケースと比較してかなり小さかった。ここで、ケース2は2回実施しており、1回目は $B/L = 1.0\%$ で載荷圧 750 kPa まで上昇したが、その後実験装置の不調により続行不能となった。本論文で掲載しているケース2はその後の再試験の結果である。すなわち、インバート構造であることに起因する何らかの原因により、荷重が上がらなかったことは否定される。原因は不明であるが、 $B/L > 2\%$ の載荷圧は他のケースと同程度であり、実験結果の傾向が変わるほどの影響はないものと考ええる。

なお、 $B/L = 3\%$ では各ケースとも載荷圧は約 800 kPa 程度であり、これを式(3.1)の土被り圧 γH と考えれば、地山強度比 C_f は 0.5 程度となる。

表-4.3 各ケースの一軸圧縮試験結果

		q_u (kPa)	E_{50} (MPa)	q_u/E_{50} (ケース 1=1)
ケース 1	対策なし	416	59	1.00
ケース 2	インバートあり	440	93	0.68
ケース 3	ボルト 6 本太い	634	121	0.75
ケース 4	ボルト 4 本	483	81	0.86
ケース 5	ボルト 2 本外側	418	77	0.77
ケース 6	ボルト 2 本内側	419	87	0.69
ケース 7	ボルト 4 本斜め	432	87	0.71
ケース 8	ボルト 2 本斜め			
ケース 9	ボルト 4 本長い	432	47	1.32
ケース 10	ボルト 4 本短い			

(2) 路盤隆起量

図-4.10 は、代表的なケース 1～ケース 4 を例に取り、地山のひずみ B/L と路盤鉛直変位率 u/D との関係を示したものである。図より、ケース 1 において、 $B/L=1\%$ 程度までは路盤隆起は発生しないものの、 1% を超えた辺りから隆起が始まり、以降、地山のひずみの増加とともに加速度的に路盤隆起が発生する事が分かる。ケース 2 においては、 $B/L=0.3\%$ 程度から、インバート部が下向きに変位した。ケース 3、ケース 4 については、ケース 1 と同じく、 $B/L=1\%$ 程度から路盤隆起が発生しているが、路盤の隆起量は地山のひずみに対して比例的であり、ケース 1 と比較して隆起が大きく抑制されていることが分かる。ケース 4 については、ケース 3 と比較すると $B/L=2\%$ 以上の大変形でやや隆起の抑制効果は小さくなるものの、 $B/L<2\%$ においては十分に効果を発揮した。なお、ケース 1 で $B/L=1\%$ 程度から路盤の隆起が始まっているが、図-4.9 より載荷重は $B/L=0.3\%$ 程度でひずみ硬化のような挙動が現れている。すなわち載荷重のひずみ硬化挙動は路盤の破壊よりも前に現れているものと考えられる。

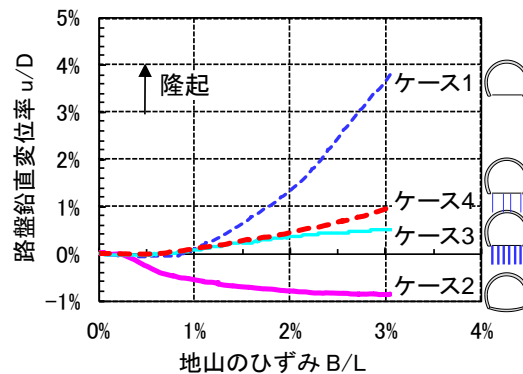


図-4.10 地山のひずみと路盤鉛直変位率の関係

図-4.11は $B/L = 2.0\%$ 時と $B/L = 3.0\%$ 時に着目し、ケース1の路盤鉛直変位量を1とし、その他のケースの隆起量と比較したものである。ケース2は、トンネルがリング構造となっているため、水平内空が縮小した分、天端が隆起、インバートが沈下という縦長の変形となった。天端が若干($B/L = 3\%$ で 0.5 mm 程度)隆起するのは、その隆起量も含めて他のケースと同程度であったが、路盤部(インバート)が沈下したのはこのケースだけであった。通常、スクイージングによる典型的な変状の傾向として、側壁の押出し、路盤の隆起が挙げられるが、適切に施工されたインバートがある場合には、その形状から側壁の押出しと路盤隆起は同時には起こりにくいことを示している。一方で、事例分析の結果、インバートがあっても側壁の押出しを伴った路盤隆起が発生しているトンネルもある。それらのトンネルは、インバートと側壁の接合不良等の建設時の問題、あるいは路盤下から鉛直圧が卓越した地圧の作用といった本実験の対象外の現象に起因しているものと考えられる。

その他、路盤部にボルトを打設したケース3~10の結果から、A:本数、配置に関しては、本数が多く中央寄りの配置の方が効果的であることが分かる。B:角度に関しては、ケース4とケース7、ケース6とケース8を比較すると、鉛直方向に打設の方が効果的であることが分かる。C:長さに関しては、ケース4とケース9、ケース10を比較すると、ボルト長を長くすることで隆起を抑制できていることが分かる。配置、角度、長さ等のパラメータの隆起抑制効果に対する寄与度といった詳細の考察は、第5章の解析結果において詳細に検討する。

なお、ケース9とケース10については、実験装置の問題により、 $B/L = 3\%$ に達する前に実験を終了しており、 $B/L = 3\%$ 時の計測結果が得られていない。

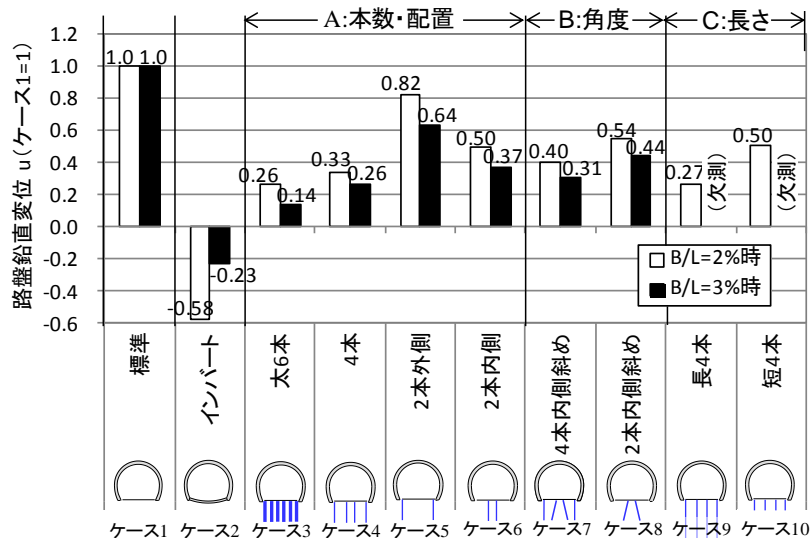


図-4.11 各ケースの路盤鉛直変位

(3) トンネルの水平内空縮小量

図-4.12 は、代表的なケース 1～ケース 4 を例に取り、地山のひずみ B/L と水平内空変位率 δ/D との関係を示したものである。

図より、ケース 1 とケース 2 を比較すると、インバートにより、水平内空変位は半分程度に抑制されていることが分かる。またケース 1 とケース 4 を比較すると、 $B/L=1\%$ 程度から水平内空変位に差が出始める。これは、図-4.10 から分かる通り、ケース 1 では $B/L=1\%$ 程度から路盤部の隆起が始まっており、ボルトのないケースでは側壁脚部と路盤部地山との間で伝達する力が小さくなり、リング構造の効果を発揮できなくなったのに対し、ボルトのあるケースでは、路盤部の破壊、隆起を抑制できており、路盤部がストラットのような役割を果たし、リング構造の効果を若干発揮できているためと考えられる。

図-4.13 は $B/L=2\%$ 時と $B/L=3\%$ 時に着目し、ケース 1 のトンネルの水平内空変位量を 1 とし、その他のケースの水平内空変位量と比較したものである。路盤隆起と同様、水平内空変位量についても、ケース 2 が最も小さくなった。ケース 2 はケース 1 の場合と比較し水平内空の縮小が半分以下に抑制されており、インバートが水平内空の抑制に効果的であることが分かる。また、路盤下へのロックボルトについても、実験結果によれば、小さいながらも変位の抑制効果が確認できた。ただし、表-4.3 に示した通り、模擬地山の物性にはばらつきが大きいので、詳細な検討は次章で数値解析を実施し検討することとする。

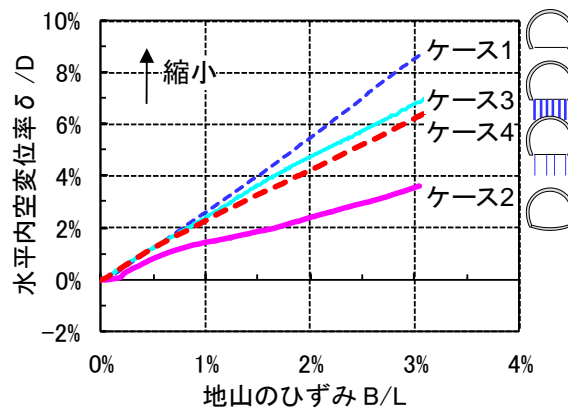


図-4.12 地山のひずみと水平内空変形率の関係

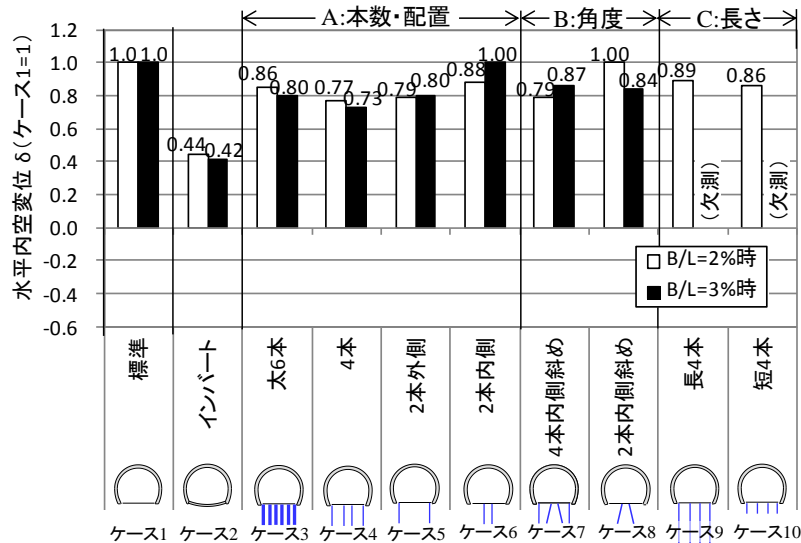


図-4.13 各ケースの水平内空変位

(4) 覆工の変状

トンネルの維持管理においては、側壁や路盤の変位のほか、覆工のひび割れや剥落の有無も重要な管理項目となる。本実験では、実験装置の問題により途中で載荷を終了したケース 9、10 を除いて 18 mm まで載荷を実施したが、載荷終了後もトンネルが崩壊等の不安定な状態に移行することはなかった。しかし、覆工にひび割れや圧ざ（曲げ圧縮破壊）といった変状がみられた。例として、ケース 1～4 の $B/L = 3\%$ 時の覆工の変状展開図を図-4.14 に示す。各ケース側壁両側にひび割れが発生しているが、その幅は路盤部への対策がしっかりとしている程広い傾向にある。特にケース 2 では、水平内空変位が小さいにも関わらずひび割れ幅は広い。これは、他のケースでは、天端背面で曲げひび割れが発生し、側壁脚部が内空に押し出されるような変形モードになるのに対し、インバートがあるケースでは、側壁脚部の内空への変位がインバートによって抑えられ、その分 SL 付近に大きな曲げが作用しひび割れ幅が広がったものと推定される。

また、ケース 1 では実験終了時 ($B/L = 3\%$) でも圧ざが発生しなかったのに対して、ケース 2～4 では軽微ながらも圧ざが発生している。ケース 2～4 では路盤部の剛性が高まったためにトンネルがリング構造として機能し変形が抑えられた結果、覆工の断面力が大きくなり、圧ざが発生しやすくなった可能性が考えられる。実トンネルにおいても、供用中の変状対策としてインバートを打設した結果、天端に圧ざが発生した事例²⁸⁾もあり、路盤部を補強するときは覆工構造全体の耐力にも配慮する必要があると考えられる。

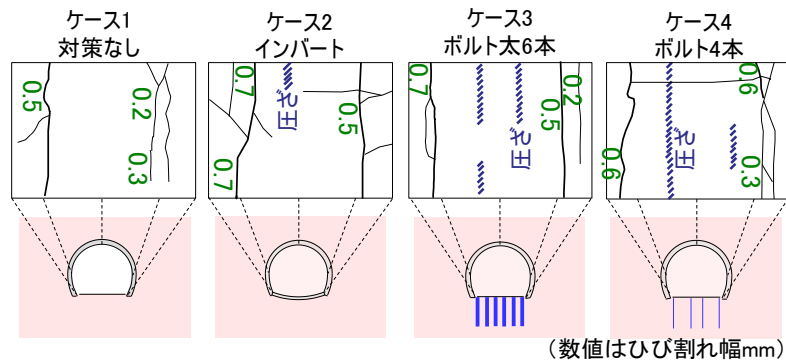


図-4.14 覆工の変状状況 ($B/L = 3\%$)

(5) 地山の破壊状況と地山とロックボルトとの付着状況

実験終了後に土槽の蓋を外し、地山の路盤部を取り出して、路盤隆起の状況や、地山の破壊状況、地山とロックボルトとの付着状況を観察した。

実験終了後の路盤部の破壊状況を写真-4.1に示す。写真-4.1に示す通り、ケース1では、路盤部にせん断面が発生し、くさび状の路盤部が取り出されたが、他のケースでは、路盤部に明瞭なせん断破壊面は生じず、実験後にボルト打設範囲が塊として取り出された。これより、ロックボルトと地山間の付着、周面摩擦による地山補強効果により、路盤隆起のきっかけとなる地山のせん断破壊を抑制できたものと考えられる。

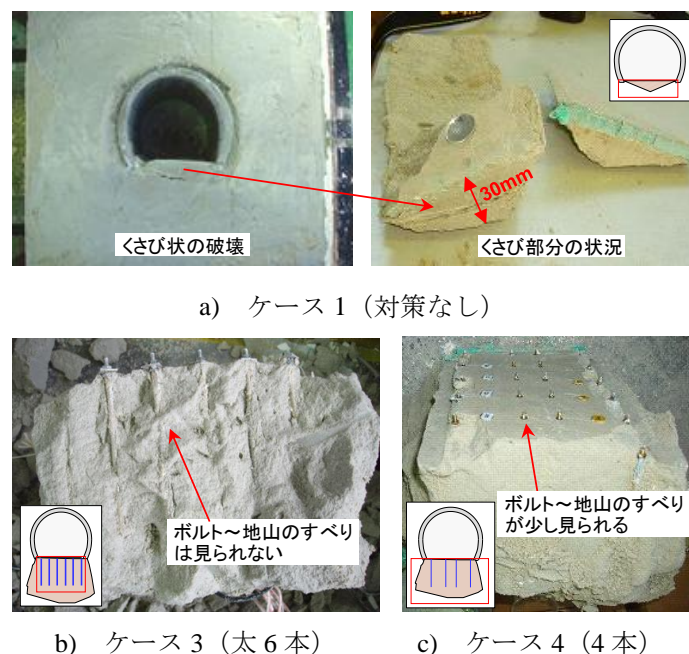


写真-4.1 路盤部地山の破壊状況

地山とロックボルト間との付着状況について詳細に観察すると、写真-4.1 b), c) に示す

通り、ケース3ではボルトー地山の滑りはほとんど見られないが、ケース4ではボルト頭部が若干地山側にめり込み、地山ーロックボルト間で滑りが発生していた。このようなボルトの作用の違いにより、ケース間で、路盤鉛直変位に差が生じたものと考えられる。

(6) 実験結果のまとめ

第3章で想定したスクイー징による路盤隆起現象を模擬した模型実験を実施した。すなわち、模擬地山を介してトンネル模型に側方から変位を与え、路盤部に破壊が発生する状況を再現した。また、同様の変位を与えた時のインバート、ロックボルトの路盤補強効果を比較した。その結果、インバートには路盤隆起の抑止効果、ロックボルトには抑制効果があることが分かった。水平内空の縮小については、特にインバートには大きな抑制効果があることが分かった。また、実験終了後の模擬地山を観察した結果、下向きロックボルトにより路盤部のせん断破壊を防ぐことができ、ロックボルトの打設範囲が一体として挙動していた。この作用により、路盤隆起が抑制されているものと考えられる。ただし、実験の結果は地山材料の物性値のばらつきの影響も大きいと考えられ、定量的な評価をするには至らなかった。

よって次節では数値解析により同一の地山条件で定量的に補強効果を評価し、また実験では得られない路盤部に発生するひずみやボルトに発生する軸力等の情報を比較することで、補強メカニズムを検討する。

4.2 数値解析

本節では、前節4.1の模型実験の数値解析を実施し、インバートおよび下向きロックボルトの補強効果、さらに下向きロックボルトの合理的な諸元について検討する。

4.2.1 引抜き試験とその数値解析

前節の模型実験の数値解析を実施するためには、ロックボルトを適切にモデル化する必要がある。

大塚ら¹⁰⁾は、鏡ボルトを数値解析で表現するために、その入力物性値を引抜き試験の結果から決定している。本論文においても模型実験の数値解析を実施するにあたってボルトの入力物性値を決定するために引抜き試験を実施した。引抜き試験の実施方法と手順は以下の通りである。

- 1) 直径50 mm×高さ100 mmのモールド缶に表-4.1の模擬地山に使用した低強度モルタルと同じ配合のモルタルを入れ、図-4.4のロックボルト模型の先端から80 mm分を低強度モルタルに入れた状態で固定し、7日間養生する。
- 2) ボルトが埋まった低強度モルタルの供試体をモールド缶から取り出し、ボルトが刺さっている側の面（上面）の変位を固定する。
- 3) 上面の変位を固定した状態でボルト頭部を掴み、1分間に1 mmの速度で引抜き、引

抜き量と引抜き荷重の関係を得る。

また、引抜き試験の再現解析も実施した。解析は有限差分コードFLAC3Dにより行った。引抜き試験結果とその数値解析の結果を図-4.15に示す。解析は境界条件等、引抜き試験の方法を忠実にモデル化した三次元解析により実施している。低強度モルタルはMohr-Coulombの破壊規準に従う弾完全塑性体としてモデル化した。解析の入力物性値を表-4.4に示す。

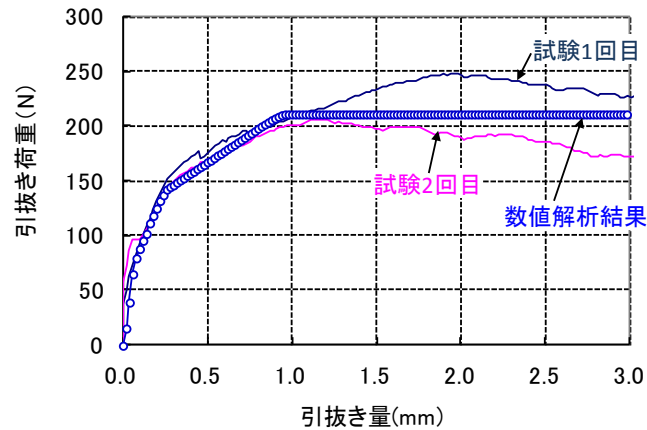


図-4.15 引抜き試験結果とその再現解析結果

表-4.4 解析入力物性値（低強度モルタル，ボルト）

	項目	解析入力値
低強度モルタル	弾性係数 E (MPa)	40
	ポアソン比 ν	0.24
	せん断強さ c (MPa)	0.16
	内部摩擦角 ϕ (°)	20
ボルト	弾性係数 E (GPa)	200
	断面二次モーメント I (m ⁴)	4.91×10^{-14}
	単位長さ当たりのせん断ばね剛性 k_s (MN/m ²)	200
	単位長さ当たりの付着強さ c_s (kN/m)	図-4.17 参照
	グラウトの摩擦角 ϕ_s (°)	10

表-4.4に関して、低強度モルタルの入力物性値の根拠については、4.2.2において詳述する。ボルトに関して、その表現にはPile要素¹¹⁾を使用している。Pile要素はせん断ばねと法線ばねを有しており、軸方向の引張・圧縮抵抗とともに軸直角方向のせん断抵抗も表現でき、また独立した構造要素としてモデル化されているため、周辺要素との滑りや摩擦も表現できる。Pile要素のせん断ばねの働きを図-4.16に示す。ボルトと低強度モルタルの間の相対せん断変位 u_s に比例して（比例定数 k_s ）せん断力が大きくなり、せん断力の最大値は付着強さ c_s 、摩擦角 ϕ_s 、拘束圧 $\sigma_m p$ によって決まるというモデルである。

表-4.4に示した Pile 要素に関する解析入力物性値のうち、弾性係数についてはステンレスの弾性係数として決定した．単位長さ当たりのせん断ばね剛性 k_s については、引抜き量－引抜き荷重の関係の初期勾配から決定することを考えたが、引抜き試験の結果、初期勾配は十分に大きかったため、十分に大きな値として設定している．なお、 k_s が c_s に対してある程度大きい場合、 k_s の感度は極めて小さくなる．この理由は以下の通りである．すなわち、 k_s が c_s に対してある程度大きい場合、図-4.16(a)で、 $|F_s^{\max}|/L$ の値が k_s に対して小さいこととなる．この時、弾性の相対変位はほとんど出ないこととなり、せん断ばねが剛塑性的に働くこととなり、相対変位 u_s のほとんどが付着切れ後の滑りとなるため、 k_s の感度は極めて小さくなるというわけである．文献10)にも k_s を一定以上大きくしても Pile 要素の効果が変わらないことが示されている．

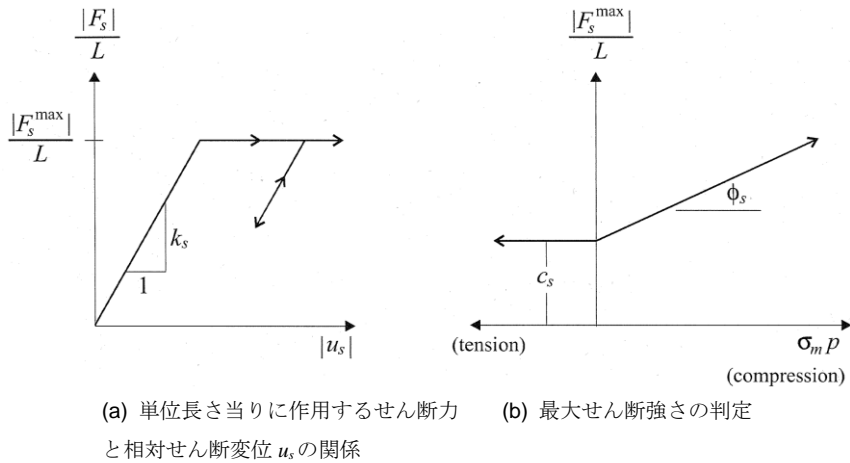


図-4.16 Pile 要素のせん断ばねの働き¹¹⁾

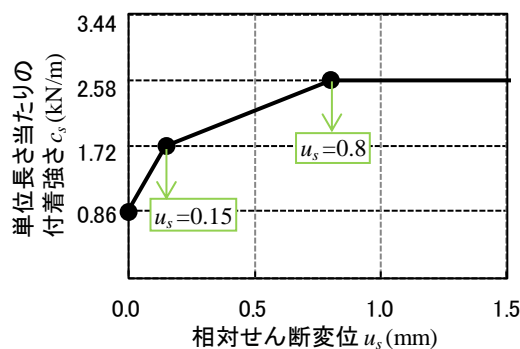


図-4.17 せん断ばねの付着強さの設定

c_s に関しては引抜き試験結果を表現できるように、図-4.17に示す通り、低強度モルタルとの相対変位に従って c_s をトリリニアで大きくするモデルとしている．すなわち u_s が 0～0.15 の間、0.15～0.8 の間は c_s は直線的に増加していくモデルとしている．ここで c_{sI} は、式(4.2)で決定している．

$$c_{s1} = c\pi dl/l = 0.86 \text{ (kN/m)} \quad (4.2)$$

式(4.2)において、 c は表-4.4 の通りとし、 d は砂も含めたボルトの直径であり、実測値から 1.7 mm としている。 l は定着長であり、単位長さあたりに換算するので計算上関係ないが 80 mm である。

ボルト全長において付着切れするタイミングは、解析においては式(4.2)から、 $0.86 \text{ kN/m} \times 80 \text{ mm} = 68.8 \text{ N}$ であるが、試験においてもちょうどそのあたりで傾きが変わっていることが分かる。さらに、試験結果において、付着切れ時の引抜き荷重の 2 倍程度で傾きが変わり、3 倍程度でピーク荷重を迎えている。よってそれを表現できるように、図-4.17 のように u_s と c_s との関係を規定したということになる。今回、ピーク引抜き荷重が計算上の付着切れ荷重よりも 3 倍程度大きかったが、これは、ボルト模型が図-4.4 に示した通りザラザラとして、太さも均一ではなかったことが一因として考えられる。

なお、図-4.15 で引抜き量－引抜き荷重の勾配が変化する時の引抜き量は、図-4.17 で設定したボルトと地山との相対せん断変位 0.15 mm、0.8 mm と比較して若干大きくなる。これは、相対せん断変位とは、ボルトとモルタルの初期状態での接触位置からのずれ量であるのに対し、引抜き量はボルト頭部の変位量であり、ボルトが引抜かれることによるボルトの伸び、低強度モルタルの供試体の変形により差が生まれてくるためと考えられる。

4.2.2 模型実験の再現解析

つづいて、4.1 で実施した模型実験の再現解析を実施した。地山を模擬した低強度モルタルは Mohr-Coulomb の降伏条件に従う弾完全塑性体としてモデル化した。入力物性値は、模型実験の荷重-変位曲線を再現することにより、解析の信頼性が増すと考えて、実験結果と解析結果のフィッティングを図りながら決定することとした。まずは、模擬地山の入力物性値として、表-4.2 の室内試験結果を適用してみたものの、著しく模擬地山が塑性化し、実験よりもかなり大変形となった。この原因として、室内試験結果の弾性係数 E が解析入力値として使用するには大き過ぎることが考えられた。すなわち、 E が大きいことで、地山ひずみ B/L に対する荷重レベルが大きくなり過ぎ、その結果、模擬地山の塑性化が著しくなり、実験よりも大変形が発生したと考えられた。室内試験結果の E が大き過ぎた理由としては、室内試験においては一軸圧縮試験で E を求めたのに対して、模型実験では境界面の法線方向変位を拘束した状態で載荷しており、前節 4.1 で述べた通り、模型実験中に模擬地山から水分が排出されるのも確認されており、模型実験では一軸圧縮試験で得られた程の弾性係数を発揮できなかった可能性が考えられた。このような現象をモデル化するために弾性領域での非線形性の考慮も考えられたが、模擬地山供試体の一軸圧縮試験の結果はバイリニアな弾完全塑性挙動を示していること³⁾、今回の解析で着目する路盤部は三軸圧縮状態にはなっておらず、弾性領域での非線形性はそれほど発生していないと考えられることから、Mohr-Coulomb の降伏条件に従う弾完全塑性体としてモデル化した。

B/L に対する荷重レベルと路盤鉛直変位が実験と解析で一致するように E 、 ν 、 c 、 ϕ を

パラメータとして、フィッティング解析を実施し、表-4.4のように決定した。ダイレイタンス角については、正のダイレイタンスとすると実験結果よりも大変形となってしまったため、0としている。

解析は模擬地山と覆工模型について、図-4.19に示すように半断面で奥行き方向は126 mmをモデル化し計算した。模型実験は全断面で片側からの载荷であるが、図-4.14を見ても分かる通り、覆工の変状は左右対称に発生しているため、半断面の解析で良いと判断した。また、奥行き方向は、模型実験ではロックボルト7スパン分、294 mmであったが、解析ではロックボルトが存在することにより、応力、ひずみ状態は奥行き方向に一様ではないものの、ロックボルト3スパン分の126 mmだけモデル化し、その中央位置で解析結果を評価すれば境界の影響は出ないと考えた。覆工模型の入力物性値を表-4.5に示す。覆工模型の入力物性値は、覆工模型に使用したモルタル供試体の圧縮強さ f_c が約26 MPaであったことから考えて、一般的な値を設定している。

なお、覆工のひび割れを表現することを目的として、図-4.18に示すように、塑性化（引張破壊）後に発生する引張ひずみ ε^{pt} に伴って、引張強さ σ_t を指数関数で低下¹²⁾させている。ただし、指数関数は図-4.18に示すように線分で近似¹³⁾している。塑性化するまでは表-4.5の弾性係数の下、線形弾性としてモデル化している。

境界条件は図-4.19に示す通り、全面ローラー支持とし、右側面から十分に小さい変位速度条件で計18 mmの変位を与えた。解析は、模型実験の全ケースについて実施した。すなわち解析ケースは実験と同じで、図-4.7の通りである。

表-4.5 解析入力物性値（覆工模型）

	項目	解析入力値
覆工模型	弾性係数 E (MPa)	22,000
	ポアソン比 ν	0.2
	せん断強さ c (MPa)	7.5
	内部摩擦角 ϕ (°)	30
	引張強さ σ_t (MPa)	2

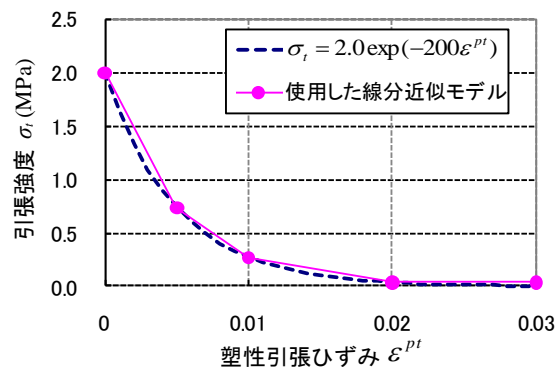


図-4.18 模型覆工に用いた線分近似型ひずみ軟化モデル

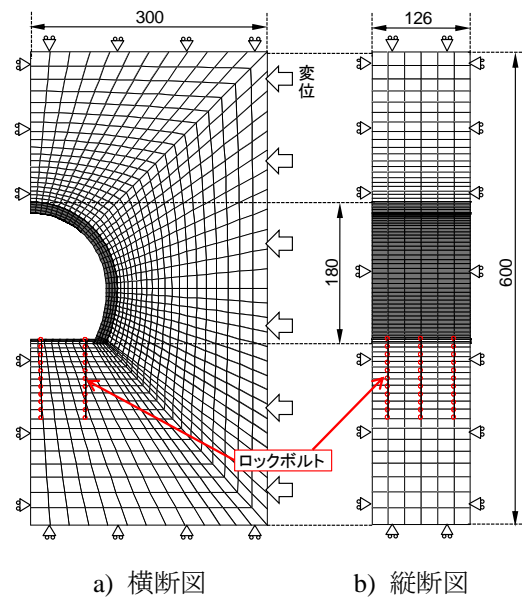


図-4.19 解析モデル図（ケース4 ボルト4本）

再現解析の結果として、図-4.20 に地山のひずみ B/L と載荷圧との関係を示す。これより、 $B/L < 2\%$ で実験よりも解析は載荷重が小さく、 $B/L > 2\%$ で大きくなっている。これより、模擬地山の物性を正確にモデル化できているとは言えないものの、 $B/L = 2.0\%$ 時では実験と解析で載荷圧がおおよそ等しくなっていることが分かる。以降、各ケースの比較をするにあたっては $B/L = 2.0\%$ 時の状態に着目することとする。

図-4.21 に地山のひずみ B/L と路盤鉛直変位率 u/D の関係を示す。これより、まずケース1（ボルトなし）については解析が実験結果を良く再現していることが分かる。しかし、ケース4（ボルト4本）についてはボルトのモデル化に表-4.4、図-4.17の物性値を用いたところ、実験結果ほどの路盤隆起の抑制効果を得ることができなかった。

このことより、引抜き試験を再現できるボルトのモデル、入力物性値であっても、ボルトによる路盤隆起抑制効果を過小評価する場合があることが分かる。その理由として、本論文でボルトのモデル化に使用した **Pile** 要素は、模擬地山の路盤隆起に対してせん断ばねにより、隆起を抑制する力を与える引張材としての機能は表現できていると思われるが、実験におけるボルトには今回使用した **Pile** 要素では表現できていない他の機能も存在していた可能性が考えられる。

ボルトは、実際には実験での路盤の破壊状況からも分かるように、打設範囲内に不連続面を発生させず、破壊面を打設範囲外に追いやる¹⁴⁾ような積極的な作用があるが、地山を連続体として表現する数値解析手法でそのことを表現しようとする、付着強さをかなり大きくモデル化するか付着切れをモデル化しない必要があると考える。引抜き試験ではこのような不連続面の問題は関係ないので、式(2)から決まる付着強さである程度再現できたものと思われる。

以上の背景から、実験結果を再現できる c_s をパラメータスタディにより求めた。その結果、図-4.17における c_s を全て 10 倍することにより、図-4.21 に示す通り、おおよそ実験結果を再現することができた。今回は c_s を引抜き試験で得られた結果の 10 倍をすることで実験結果の表現が可能であると考え、その他のケースについてもボルトの c_s を 10 倍して計算した。なお、ケース 3 については、径 3 mm のアルミ製であるため、解析においても直径 3 mm、弾性係数 70 GPa として、それに伴って c_s や断面二次モーメント I も変更し計算している。

なお、実験ではロックボルト頭部にベースプレートを模擬したワッシャを取り付けていたが、ワッシャは路盤隆起が発生すると路盤に埋もれ、あまり効果を発揮しているようには見られず、実際、本論文では割愛したが、ワッシャのないケースも実施したがワッシャの有無による影響は見られなかった。よって、本解析においてもベースプレートをモデル化していない。

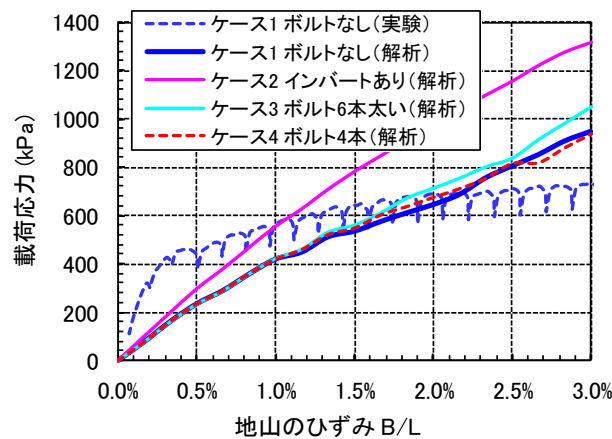


図-4.20 模型実験とその再現解析の結果（応力）

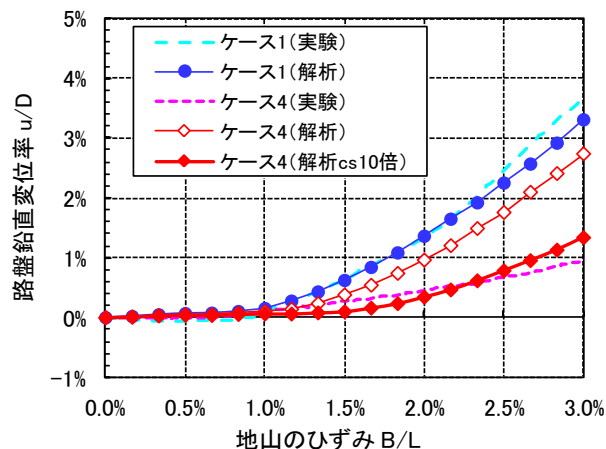


図-4.21 模型実験とその再現解析の結果（変位）

図-4.22 に $B/L=2.0\%$ 時のケース 1~4 のせん断ひずみ図の比較を示す．ここでのせん断ひずみは初期からの累積であり，弾性と塑性のひずみを合わせたものとなっている．これより，実験結果（写真-4.1）と同様に，ボルトが無い場合は路盤部で側壁脚部から斜めにせん断帯が発生していることが確認できる．またインバートがある場合には路盤下のせん断ひずみがかなり小さく抑えられ，路盤部が安定な状態を保っていることが分かる．ボルトに関しては，インバートほどの効果はないものの側壁脚部から斜めに入るせん断帯の発生を抑えていることが分かる．また，覆工の状態に関しても，図-4.22 b) のインバートありのケースで，他のケースと比べて少し側壁部のひずみが大きく，そのひずみが大きい要素の位置が高いという点で図-4.14 のひび割れ幅，ひび割れ位置と定性的には同様の傾向が得られている．

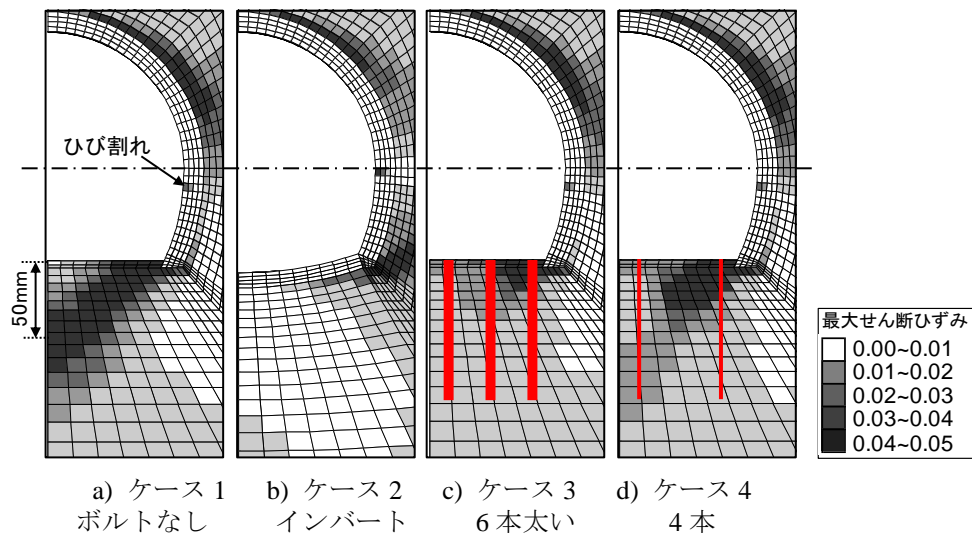


図-4.22 せん断ひずみ図の比較 ($B/L=2.0\%$)

以上の結果からインバートのない路盤部の隆起発生メカニズムと下向きロックボルトの作用メカニズムについて図-4.23 のように整理する．すなわち，下向きのロックボルトが無い場合は，水平応力が大きく鉛直方向応力が小さい路盤部において塑性化し，覆工脚部からある角度をもってせん断帯が発達する．一方で下向きのロックボルトがある場合には，そのようなひずみの局所化を防ぎ，路盤部が一体として挙動するようになり，その結果路盤隆起が抑制されると考えられる．

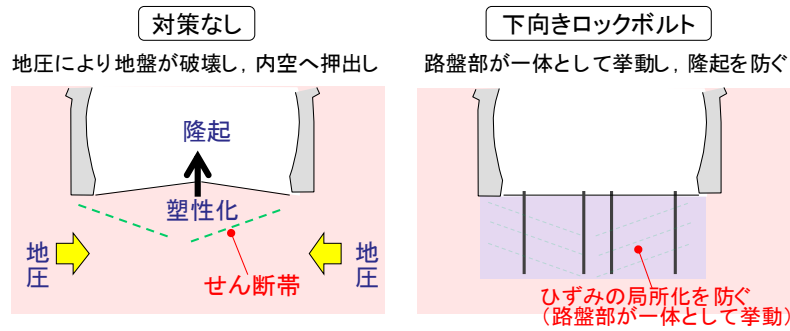


図-4.23 想定される路盤隆起の発生と下向きロックボルトの作用メカニズム

4.2.3 各種パラメータの影響検討

実験で実施した図-4.7の10ケースを解析でも実施し、路盤部の変位分布やボルトの軸力といった、実験では得られなかったデータも用いて、ボルトの配置や角度、長さといったパラメータの影響を検討する。

図-4.24に $B/L = 2.0\%$ の時点における路盤鉛直変位の実験結果と解析結果の比較を示す。これより、どのケースについてもおおそ実験と同じ傾向の解析結果が得られていることがわかる。ただし、解析では長さの感度が実験よりも明瞭である。

図-4.25に $B/L = 2.0\%$ の時点における水平内空変位の実験結果と解析結果の比較を示す。インバートの水平内空変位抑制効果は、実験、解析とも大きく、同様の結果が得られている。一方で下向きロックボルトによる補強は、実験では最大2割程度の変位の抑制効果が見られたが、解析では効果はほとんど見られなかった。

以降、本数、配置、角度、長さについて、解析結果を整理する。

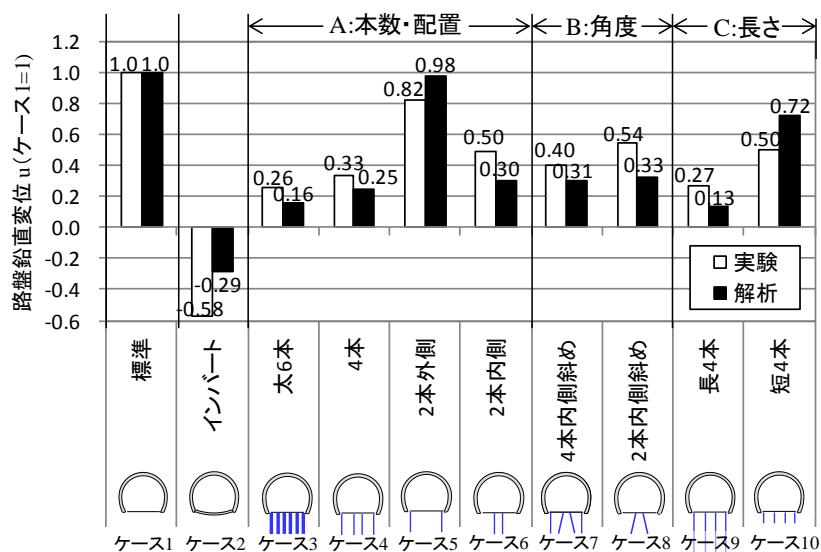


図-4.24 実験と解析の比較（路盤鉛直変位, $B/L=2.0\%$ ）

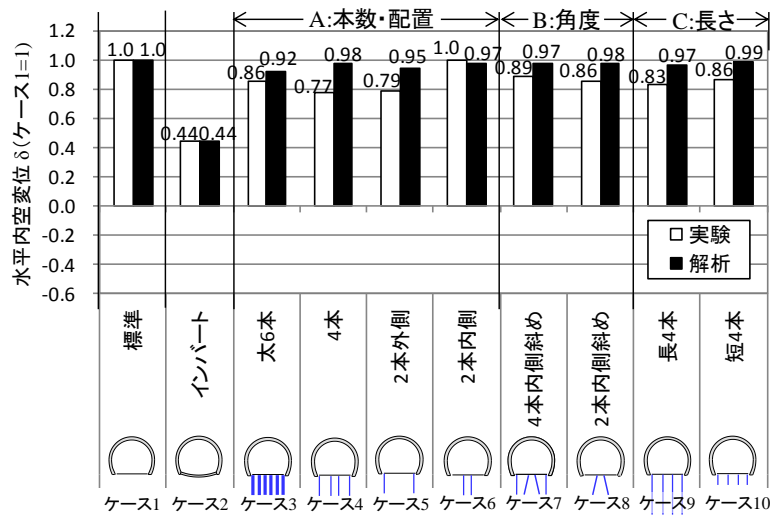


図-4.25 実験と解析の比較（水平内空変位， $B/L=2.0\%$ ）

(1) 本数，配置の検討

図-4.24 のケース 1 とケース 5，ケース 6 を比較すると，路盤隆起に対して内側のボルトの効果が大きく，外側のボルトの効果はかなり小さいことが分かる。ケース 6 とケース 4 を比較すると内側にボルトが打設されている場合には外側のボルトもやや効果を発揮することが分かる。しかし，これまでの比較は路盤中央部の隆起量で比較した場合であり，適切な評価であるとは言い難い。そこで，図-4.26 にボルトなしのケース 1 とケース 3～6 について，横軸をトンネル中心軸（CL）からの距離，縦軸を路盤変位とした路盤変位分布を示す。これより，ケース 1 とケース 5 を比較すると，外側のボルトにより路盤端部の隆起が抑えられていることが分かる。また，ケース 1 とケース 6 を比較すると内側にだけボルトを打設したケース 6 では，路盤端部の隆起はむしろ増加している。この傾向は，より変状が進行した $B/L=3\%$ ではさらに顕著であった。このことは，変状箇所だけを集中して補強をするとその周りの箇所で変状が進行することを示唆しており，補強はケース 3 やケース 4 のようにバランス良く実施することが重要であることが分かる。

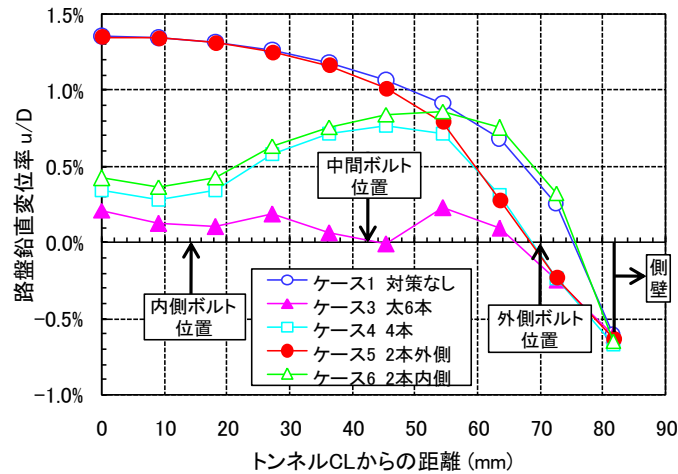


図-4.26 ボルトの配置と路盤変位分布 ($B/L=2.0\%$)

図-4.27 にケース 4 について、内側のボルトと外側のボルトの軸力分布を示す。これより、内側のボルトの方が外側のボルトより引張軸力が大きく、より有効にボルトが効果を発揮している。外側のボルトに関しては深度 60 mm 以深では引張材として機能しておらず、図-4.22 のせん断ひずみ図からも想像が付くが、ボルトがある程度短くても同等の効果を発揮したと思われる。内側のボルトについては B/L が大きくなるにつれて、引張軸力がピークとなる深度が深くなっており、それよりも深いところが定着長であると考ええると B/L が大きくなるにつれて定着長が短くなっていることが分かる。

図-4.28 にケース 4 とケース 5 について、外側のボルトの軸力分布を示す。ケース 5 よりもケース 4 の方が引張軸力が大きい。これは、ケース 5 では路盤内側で破壊が進行するため、外側のボルトはあまり有効に作用しなかったが、ケース 4 では、内側が補強されているため、外側のボルトも有効に作用したものと思われる。すなわち、相乗効果を発揮するため、図-4.26 でケース 5 とケース 6 の単純な重ね合わせよりもケース 4 の変位が小さくなっているものと思われる。ただし、図-4.26 が示す通り、解析では側壁脚部と路盤端部は一体となって沈降しているが、実験においては、対策なしのケースでは側壁脚部が路盤部に食い込み、路盤端部も隆起していた。解析よりも実験の方がボルトの外側配置の効果が大きかったのはそのためであると考えられる。

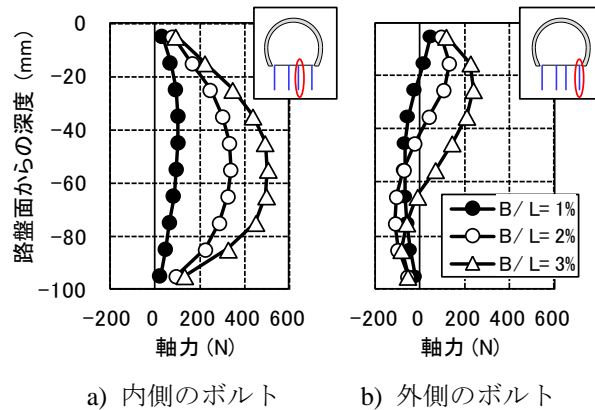


図-4.27 ケース4のボルトの軸力分布（引張を正）

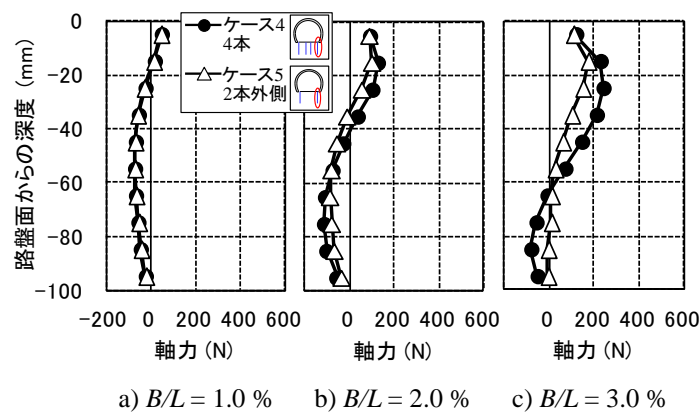


図-4.28 外側のボルトの軸力（ケース4, ケース5）

(2) 角度の検討

ボルトの打設角度の検討をするに先立って、今回のボルトが引張材として効いているのか、あるいはボルト軸方向に垂直な方向へのせん断力に抵抗することで効いているのかを明確にする必要がある。

そのために、ケース7（ボルト4本で内側斜めのケース）において、軸剛性、ボルトの付着強さやせん断剛性の値は変えずに曲げ剛性の値のみを小さくすることで確認することとした。すなわち、解析上の仮定の検討となるが、ボルトの弾性係数や断面積は変えずに、断面二次モーメントのみを $1/1000$ （すなわち曲げ剛性も $1/1000$ ）とした。

曲げ剛性が通常のケースと $1/1000$ のケースについて、路盤変位の比較を図-4.29に示す。これより路盤隆起の抑制効果に対してボルトの曲げ剛性がほとんど影響しないことが確認できる。また、図-4.30に内側のボルトの軸力と曲げモーメントの比較を示す。これより、曲げ剛性を $1/1000$ に小さくしてもボルトに発生する軸力には差が表れないが、曲げモーメントが非常に小さくなっていることが分かる。

以上より、少なくとも今回の実験で使用した程度のボルトは、引張材として効いている

のであって、ボルトの曲げ剛性が路盤隆起の抑制効果に与える寄与度は小さいため、曲げ剛性を考慮する重要性は低く、ボルト軸方向の相互作用のみを考慮できる Cable 要素でも問題がないと考える。

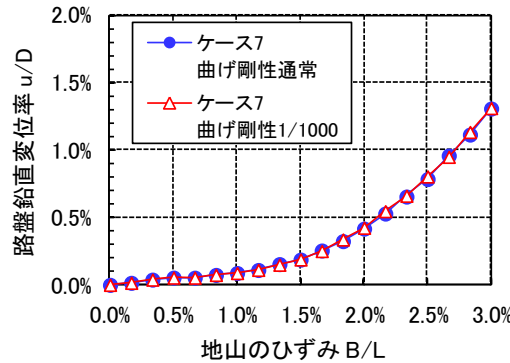


図-4.29 断面二次モーメントの影響（路盤変位）

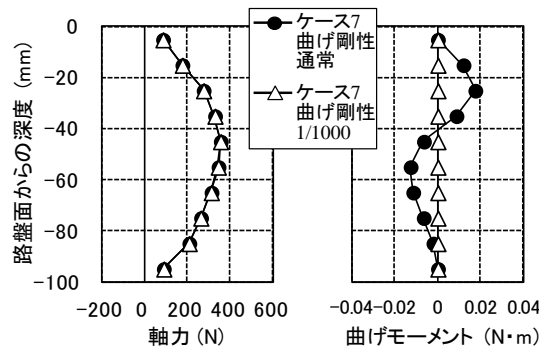


図-4.30 内側のボルトの断面力（ $B/L=2.0\%$ ）

つづいて、下向きボルトの打設角度と隆起抑制効果の関係を検討するために、2本打設のケース6とケース8、4本打設のケース4とケース7について、解析結果を分析する。まず、 B/L と u/D の関係について、解析結果を図-4.31に示す。これより2本打設、4本打設ともに、 $B/L=2.5\%$ 程度までは鉛直打設の方が隆起の抑制効果は大きく、それ以降は斜め打設の方が効果が大きくなっている。さらに、2本打設（ケース6とケース8）について、 $B/L=1.0\%$ 、 2.0% 、 3.0% の時の軸力の比較を図-4.32に示す。これより、 $B/L=1.0\%$ ではケース6の鉛直打設の方が軸力は大きい、 $B/L=3.0\%$ では斜め打設の方が軸力が大きく、引張材としての効果を有効に発揮していることが分かる。また、ケース6とケース8を比較すると、 $B/L=3.0\%$ ではケース6の方がボルトの先端側に軸力のピーク値があり、ケース6の鉛直打設の方が定着長が短くなっている。

すなわち、図-4.22 a)のせん断ひずみ図を見ても分かる通り、鉛直打設よりも斜め打設の方がせん断帯との距離が短く、ボルトがせん断帯を交差した先の定着長が長く取れるこ

とにより、引張材としての効果を有効に発揮したものと考ええる。実験で鉛直打設の方が効果的という結果が出たが、これはせん断帯が解析よりも実験の方が浅い位置に発生したからであると考えられる。

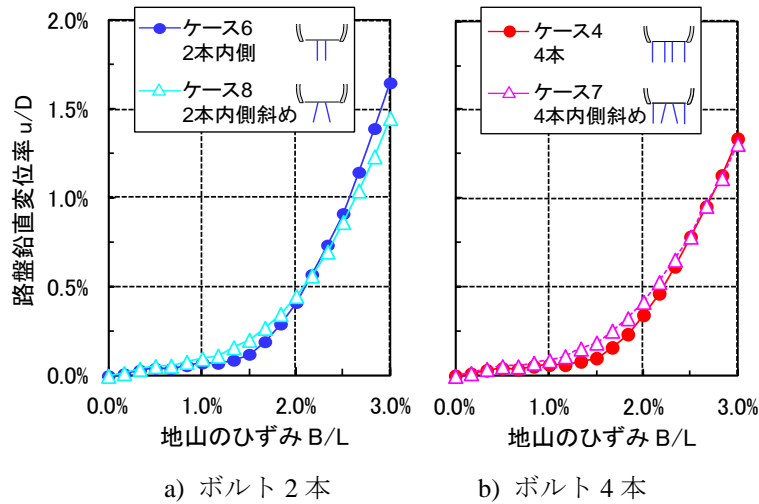


図-4.31 地山のひずみと路盤鉛直変位の関係

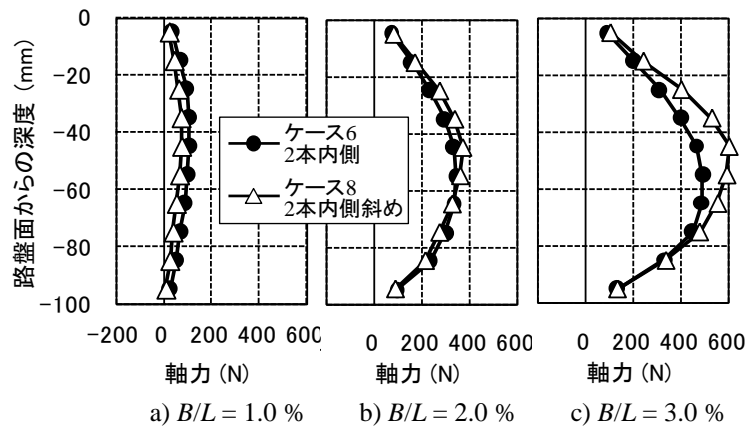


図-4.32 軸力の比較（ケース 6，ケース 8）

なお、いくつかの研究^{15), 16)}で、図-4.33のような不連続面に対してロックボルトを入れ、一面せん断試験を実施した時、内部摩擦角にもよるが、おおよそ $\theta = 30^\circ$ 程度で最も補強効果が大きいことが示されている。今回、一面せん断のような状況とは少し異なるが、図-4.22(a)より、せん断帯が約 30° 程度で発生しており、それに対して鉛直に打設することは、図-4.33で $\theta = 30^\circ$ で打設することに相当する。すなわち、本論文の模型実験、あるいは数値解析で定着長が十分取れている状況においては鉛直打設が効果的であったのは妥当な結果であると思われる。

以上のように、細かく見れば打設角度によって多少の効果の違いが表れるものの、図

-4.31の結果を大局的に見れば、今回のように 20° 程度角度をつけるくらいであれば路盤隆起抑制効果に大差がないとも言える。すなわち、排水管を傷つけないために内側のボルトを少し角度をつけて打設しても問題ないと考えられる。

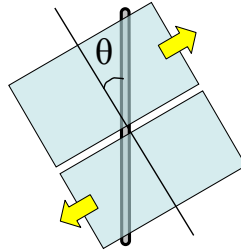


図-4.33 不連続面に対するロックボルトの打設角度

(3) 長さの検討

ボルトの長さに関する検討のために、ボルト4本でボルト長150mmのケースを追加で実施し、ケース1（ボルトなし）、ケース10（50mm）、ケース4（100mm）、ケース9（200mm）と比較した。

図-4.34に B/L と u/D の関係を示す。図-4.35に $B/L = 1.5\%$ 、 2.0% 、 2.5% 、 3.0% について、各ケースの路盤鉛直変位量をボルトなしのケースを1として示したグラフを示す。

図-4.34より、ボルト長150mmでボルトの効果が頭打ちになっていることが分かる。図-4.35より、 B/L が1.5%の時はボルト長100mmで効果が頭打ちとなっていることが分かる。一方 B/L が2%以上となると、ボルトの効果を維持するためにはボルト長150mm以上が必要となることが分かる。

図-4.36に路盤部のトンネル中心軸（CL）における地中変位分布を示す。横軸を路盤面からの深度としている。以下、地中で隆起が発生している範囲を隆起領域と呼ぶこととする。また、ロックボルトの両端について、路盤面側を頭部、地中側を先端部と呼ぶこととする。

図-4.36より、 $B/L = 2.0\%$ の時点では、ボルトなしの場合で路盤面から80mmの位置が不動点となっており、80mm以浅が隆起領域となっていることが分かる。ボルト長50mmのケースでは路盤面から40mm～80mmの範囲が、ボルト長100mmのケースでは60mm～100mmの範囲が隆起していることが分かる。

一方で、図-4.37に各ケースの付着切れの有無を示す。本解析で付着切れは図-4.16で示した通り、せん断力が一定でせん断変位が増加する状態である。これより、ボルト長50mm、100mmのケースでは、定着すべき先端部で付着切れが発生していることが分かる。すなわち、ロックボルトの長さが不足している場合、ボルトの先端部で付着切れをし、先端部とそれよりも深いところで隆起が発生することが分かる。なお、ボルト長50mmのケースでは、軸力があまり大きくならないために、ボルト頭部での付着切れは発生しなかった。

第4章 地山の塑性化に伴う路盤隆起に関する検討

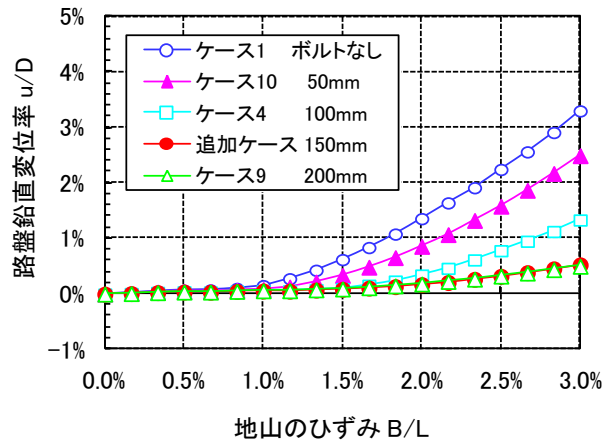


図-4.34 ボルト長が路盤鉛直変位に与える影響

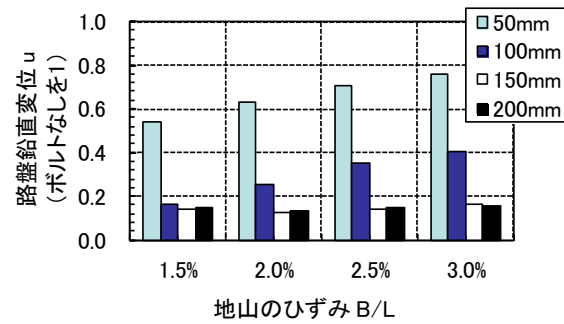


図-4.35 ボルト長と路盤隆起抑制効果の関係

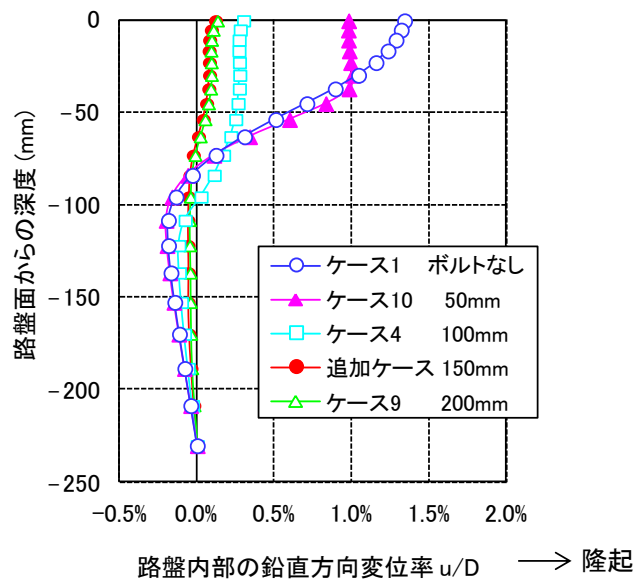


図-4.36 路盤下の地中変位分布 ($B/L = 2.0\%$)

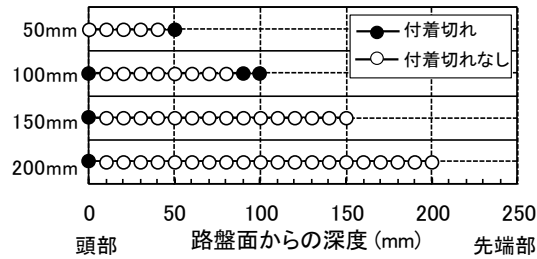


図-4.37 ボルト長と付着切れの有無 ($B/L = 2.0\%$)

図-4.38 に各ケースのボルトの軸力分布を示す．表-4.6 に山岳トンネル設計施工標準¹⁷⁾に示されているロックボルトの軸力発生概念図を示す．これによると，ゆるみ領域想定位置でボルトの軸力がピークとなることが示されている．正確に言えば，ボルトが十分定着が取れている場合にはという条件が付くが，ゆるみ領域位置でボルトの軸力がピークになる．そして，その軸力のピークはボルト長の中心付近となるのが適切な長さであるとされている．表-4.6 は山岳トンネル施工時の支保としてのロックボルトを対象とした軸力発生概念図であるが，ボルト軸方向に作用するせん断力の積分がボルトの軸力であるという力学的な事実を模式図で示したものであり，ゆるみ領域位置でボルトの軸力がピークとなるという点は供用中の対策工として施工するロックボルトでも同じである．

すなわち，適切なボルト長 l はゆるみ領域深さを a としたとき，式 (4.3) となる．

$$l = 2a \quad (4.3)$$

ゆるみ領域を隆起領域として今回の解析結果で考えると，十分にボルトが長い 150 mm 以上のケースにおいて，図-4.36 より，隆起領域は 65 mm 程度であり，図-4.38 より $B/L = 2.0\%$ で軸力がピークとなる深度も 65 mm であることから，適切なボルト長は 130 mm となる．この結果は図-4.34 と概ね一致している．

また，ボルト長を検討する時には，ボルトの定着力がボルトの降伏耐力を超えないという条件も必要である．定着長を $l-a$ ，地山のせん断強さを c ，ボルトの削孔径を d_h とした時，定着力の最大値は $c\pi d_h(l-a)$ と考えられるとする．この定着力の最大値はボルトが発揮可能なピーク軸力に一致する．すなわち，ボルトの降伏強度を f_y ，ボルト径を d_b とすれば，ピーク軸力でボルトが降伏しないという条件から式(4.4)のようになる．

$$l < \frac{f_y d_b^2}{4cd_h} + a \quad (4.4)$$

ボルト長を式(4.3)で決定した場合には，式(4.4)に式(4.3)を代入して，式(4.5)のようになる．

$$l < \frac{f_y d_b^2}{2cd_h} \quad (4.5)$$

以上より，ボルト長は，想定される隆起領域深さの 2 倍程度が適切で十分な長さであり，

第4章 地山の塑性化に伴う路盤隆起に関する検討

さらにボルトの降伏を防ぐためには、式(4.5)を満たすようにボルト長，ボルト径を設計する必要があることが分かる。

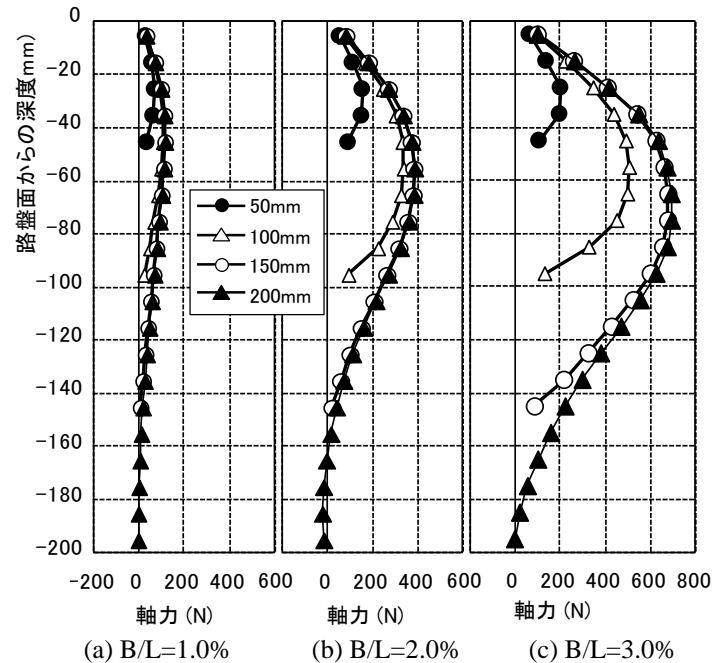


図-4.38 内側のボルトの軸力分布

表-4.6 ロックボルト軸力発生概念図¹⁷⁾

ロックボルト軸力発生概念図	発生原因、現象
	<p>軸力がピークとなる深度を、ゆるみ領域と考えると考えることができる。</p> <p>左図の場合、軸力ピークはボルト中心に近く、ボルト長はゆるみ領域を包含しており、適切な長さで判断できる。</p>
	<p>左図の場合、軸力のピーク位置がボルト先端に近く、ゆるみ領域がボルト先端まで広がっていると判断できる。</p>
	<p>左図の場合、軸力のピーク位置が相対的にトンネル壁面側に近く、ゆるみ領域はボルト長に比較して小さい範囲であると判断できる。</p>

4.2.4 数値解析のまとめ

前節4.1で実施した模型実験の再現解析を実施した。これにより、路盤部に発生するひずみや地中変位、ボルトに発生する軸力といった、模型実験では得られなかったデータも活用し、スクイーミングを想定した路盤隆起に対する対策工の効果を検討した。

これにより、インバートによって路盤部にせん断破壊がほとんど発生しなくなり、路盤隆起を抑止すること、ロックボルトにより、路盤部に発生するせん断ひずみが減少し、路盤隆起を抑制すること、ロックボルトはバランス良く打設することが重要であり、打設角度については角度をつけることによる定着長の変化等の理由により若干効果は変化するものの20°程度であれば十分な効果が得られること、長さとしては隆起領域深さの2倍あれば良く、ボルトが降伏しないような条件で長さを設定すれば良いことが分かった。

4.3 まとめ

本章では、地山の塑性化に伴う路盤隆起というメカニズムを再現する模型実験を実施した。また、その数値解析を実施しインバートの効果や下向きロックボルトの配置、打設角度、長さといった諸元が路盤隆起抑制効果に与える影響を検討した。数値解析では、模擬地山の物性の表現や側壁脚部と路盤端部の分離等、再現が困難な点もあったが、路盤部のせん断破壊に伴う路盤の隆起とその抑制効果を再現し、地中変位やボルトの軸力、付着切れの状況等についても考察した。本章で得られた結論を以下にまとめる。

- 1) スクイーミングを想定した模型実験の結果、路盤下へのロックボルトが、路盤隆起の抑制に効果があることが確認できた。また、インバートは路盤隆起を実験上では完全に抑えるとともに、水平内空縮小の抑制効果も高いことが分かった。
- 2) ロックボルトは、その打設範囲でせん断帯が発達するのを防ぎ、路盤部が一体として挙動するようになることで隆起を抑制するというメカニズムで作用することが分かった。
- 3) ロックボルトの配置としては、変状箇所だけを集中して補強をするとその周りの箇所でも変状が進行する可能性があるため、バランス良く打設することが重要であることが分かった。
- 4) ロックボルトは曲げ抵抗ではなく、引張材として効果を発揮していることが分かった。
- 5) ロックボルトの打設角度としては、20°程度であればそれほど影響は大きくないが、打設角度を変えることで定着長が不足しないようにすることが重要であることが分かった。
- 6) ロックボルトの長さとしては、隆起領域深さの2倍が1つの目安となり、ボルトが降伏しないようにボルト長、ボルト径を設計する必要があることが確認された。

本章では以上のことが分かったが、課題も残っている。実トンネルでは、路盤部が塑性化し隆起が発生してから対策工を実施している一方、本論文の模型実験とその数値解析は初期地圧がない状態でボルトが初めから路盤に埋まっている状態から地山の水平方向応力が増加したときについての検討となっている。両者で下向きロックボルトにより路盤の塑

第4章 地山の塑性化に伴う路盤隆起に関する検討

性化の進行を抑えるというメカニズムは同一であると考えられるものの、本論文が実現現象を十分に表現しているわけではない。本来は実トンネルサイズで、トンネル周辺地山の強度低下等の原因で路盤隆起が発生し、路盤隆起が確認されてから対策工を実施するという、より実現現象に則したモデル化についても検討すべきと考える。よって、本章を踏まえ、6～第8章では、実トンネルサイズで路盤隆起が確認されてから対策工を実施するというモデル化で検討を行う。

また、スクイージングだけでなく、スウェリングを想定した路盤隆起現象とその対策工の効果に関する検討も必要であると考ええる。そこで次章では、吸水膨張を想定した検討を実施する。

参考文献

- 1) 土木学会：トンネルの変状メカニズム，p.46，2003.
- 2) 嶋本敬介，野城一栄，小島芳之，中西祐介，塚田和彦，朝倉俊弘：地山の塑性化に伴う山岳トンネルの路盤隆起現象とその対策工に関する研究，土木学会論文集 F1，Vol.69，No.1，pp.54-72，2013.
- 3) 野城一栄，小島芳之，深沢成年，朝倉俊弘，竹村次朗：地質不良区間における山岳トンネルの地震被害メカニズム，土木学会論文集 C，Vol.65，No.4，pp.1045-1061，2009.
- 4) 野城一栄，小島芳之，宮林秀次，西藤潤，朝倉俊弘，竹村次朗：地質不良区間における新設山岳トンネル用地震対策工の適用性，土木学会論文集 C，Vol. 65，No. 4，pp.1062-1080，2009.
- 5) 江守一郎，D.J. シューリング：模型実験の理論と応用，技報堂，1973.
- 6) 小島芳之，吉川和行，野城一栄，野間達也，朝倉俊弘，土屋敬：上部地盤の載荷がトンネル覆工に及ぼす影響に関する模型実験，土木学会論文集，No.729，pp.73-86，2003.
- 7) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構：山岳トンネル設計施工標準・同解説，pp.311-314，2008.
- 8) Seki, S., Kaise, S., Morisaki, Y., Azetaka, S., Jiang, Y. : Model experiments for examining heaving phenomenon in tunnels, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 23, Issue 2, pp.128-138, 2008.
- 9) 片寄紀雄，興石逸樹，松本武海：緩やかな膨圧現象と付き合って 30 年，トンネルと地下，Vol.28，No.3，pp.7-15，1997.
- 10) 大塚勇，青木智幸，大町達夫，伊藤洋：地山とボルトの付着特性に着目した長尺鏡止めボルトによる地山補強効果の評価，土木学会論文集 C，Vol.62，No.1，pp.110-126，2006.
- 11) ITASCA Consulting Group, Inc.: FLAC3D Version 3.1 Structural Elements, 2006.
- 12) 新井泰，有賀貴志，平野勝識，渡辺忠朋：鉄筋腐食と断面欠損による RC はりの曲げ挙動に関する解析的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.169-174，2007.
- 13) ITASCA Consulting Group, Inc.: FLAC3D Version 3.1 Theory and Background, 2006.
- 14) 北川隆，後藤光理，田村武，木村亮，岸田潔，野城一栄，嶋本敬介：サイドパイプによるトンネル沈下抑制効果に関する解析的研究，土木学会論文集 F，Vol. 66，No. 1，pp.85-100，2010.
- 15) 永岡雅大，竹内則雄，濱崎英作，大河原彰：ロックボルトおよびアンカーの打設角度について，土木学会年次学術講演会講演概要集，Vol.53，3A，pp. 442-443，1998.
- 16) Mohd Amin, M. F. and Khoo, K. S. and Chai, H. C.: Reinforcement mechanisms of rock bolt : a laboratory investigation, Jurnal Kejuruteraan Awam, Vol. 16, No. 1, pp. 1-12, 2004.
- 17) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構：山岳トンネル設計施工標準・同解説，p.294，2008.

第5章 地山の吸水膨張による路盤隆起に関する検討

本章では、トンネル模型のインバート下に膨張モルタルを打設することにより、吸水膨張による路盤隆起を模型実験で表現した。これにより、時間とともに進行する路盤隆起を模型実験で表現できた。また、下向きロックボルトありのケースとなしのケースを比較することにより、吸水膨張に対する下向きロックボルトの作用メカニズムを把握した。さらに、吸水膨張を温度応力解析における熱膨張として表現することで模型実験の数値解析も実施し、下向きロックボルトの作用メカニズムや合理的な設計諸元について検討した¹⁾。

5.1 はじめに

第3章で述べた通り、地圧による路盤隆起のメカニズムは、大別すると、スクイーピング（塑性化による押出し）によるものとスウェリング（吸水膨張）によるものが考えられる。

スウェリングによる路盤隆起は、排水管のある路盤部に地下水が集まり、路盤部に存在する膨張性粘土鉱物が吸水し膨張することで路盤隆起が発生するというメカニズムが考えられる。吸水膨張は軟岩に見られる性質で、軟岩中に含まれる膨張性粘土鉱物の吸水による底面間隔（結晶の底面同士の間隔）の拡大が主な原因である。

仲野²⁾はスウェリング現象に関して、単純な吸水膨張でなく、モンモリロナイト等の膨張性粘土鉱物を含む地山がせん断破壊をし、そこへ地下水が浸透し粘土鉱物が吸水膨張することで大きな地圧が発生するとしている。また、アイダンら³⁾によると、スウェリングによる地山の膨張は、スクイーピングによる地山の変形の中に含まれて区別できない場合がほとんどで、特にスウェリングによる変形はスクイーピングの後、かなりの時間遅れを伴って現れるものと推察されるとしている。

しかし、以上の議論は主にトンネル建設時の急激な応力状態の変化に起因するスクイーピングと、それにより乱された粘土鉱物を含有する岩のせん断面で発生するスウェリングを対象としており、トンネル建設からしばらくたった、供用開始後の路盤隆起現象となると少し議論が異なってくる。供用開始後は、掘削時ほどの大きな応力変化は起こり得ず、スクイーピングの要因は地山の経時的な強度低下によるものが主であり、掘削時と比べると変形に対するスクイーピングの寄与は小さいと考えられる。

その他、供用開始後は建築限界の問題もあり、トンネル建設時と比較して許容変位量が小さいため、スウェリングによる小さな変位であっても影響が大きいと考えられる。

よって、本章では路盤隆起メカニズムとして、吸水膨張を想定した検討を実施する。トンネルの変状を模型実験で再現したいと考えた時、既往の研究では一般的にジャッキ等による载荷模型実験が行われてきた。しかし、载荷模型実験では载荷変位を徐々に大きくしていく変位制御か、载荷荷重を徐々に大きくしていく荷重制御により試験を実施することとなる。一方で、実際のトンネルの地圧による変状はトンネル近傍の地山がクリープ、膨張、劣化等の時間依存性の変化をすることにより押出し、トンネル構造と地山で荷重が

釣合うように変位が発生する現象である。よって、荷重制御や変位制御ではなく、トンネル近傍の模擬地山を時間依存的に膨張させ、トンネルと地山の相互作用を表現することにより、実現象のメカニズムを損なわない実験を実施することができると考えた。

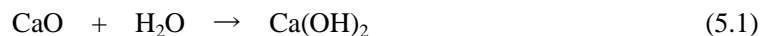
よって本章では、時間経過とともに膨張する膨張モルタルにより、トンネルに作用する地圧を表現する模型実験を実施した。以降、路盤隆起現象の表現に膨張モルタルを使用することについて、その妥当性に関する検討を5.2に示す。つづいて5.3ではインバートがないトンネルについて、5.4ではインバートを有するトンネルについて、それぞれ路盤隆起に対する下向きロックボルトの効果に関する模型実験を実施した。さらに、5.5では、5.4の模型実験、および実トンネルを想定した模型実験を実施し、下向きロックボルトの効果について検討した。

5.2 路盤隆起現象の表現方法

実際の路盤隆起現象の特徴としては、以下の①、②が挙げられる。

- ①路盤下の、特にトンネル近傍において、体積膨張を伴い上方に変位する。
- ②時間の経過とともに徐々に隆起が進行する。

模型実験によりロックボルトの効果を把握するためには地山を含めたモデル化をすることが必要となるが、模型実験において実トンネルのようにトンネル近傍のみで内空への押出しが発生するような変形を表現することは難しく、たとえば模擬地山の境界に外圧を与える方法では、塑性化に伴うひずみの他に、加圧に伴う一様なひずみが発生してしまい、ロックボルト模型の打設方向と加圧方向が一致する場合には特に、ボルトの作用に大きな影響を与えることが予想される。また、地山の塑性化による供用開始後の路盤隆起を対象とした前章の模型実験においても、図-3.9 a)のような応力状態を再現するために、模擬地山の側方境界に載荷した結果、インバートありの場合にはトンネルが縦長に変形し、路盤隆起現象を再現することができなかった。そこで、本章では変位制御や荷重制御ではなく、極力実際の路盤隆起現象に近い状況を再現する模型実験を試みた。特に今回は吸水膨張による路盤隆起に着目していることもあり、上記①②を表現するために、インバート下部に静的破砕剤を混入したモルタル（以下、膨張モルタル）を打設することとした。すなわち、経時的に膨張するモルタルにより、吸水膨張による路盤隆起を表現する。なお、静的破砕剤の膨張は式(5.1)のように、その成分である生石灰（CaO）が化学変化することによって体積膨張する。



軟岩が吸水膨張する際の性質は岩の強度や空隙特性に大きく関わっており、膨張性粘土鉱物を多量に含む岩石であっても強度が十分に大きい場合には膨張現象として現れないこと、拘束圧を大きくすれば膨張は完全に抑えられることが知られている⁴⁾。吸水膨張圧の試験事例としては、古くからいくつも実施されている。例として、図-5.1に北海道の道路

トンネルである黒岩トンネルのボーリングコアの吸水膨張特性を試験した結果⁵⁾を示す。なお、黒岩トンネルは、インバートのないトンネルで、年間 15mm の路盤隆起が発生したトンネルである。これより、無拘束ではコアが 10%以上の膨張率を示すものの、2.5 kgf/cm² (250kPa)で拘束すれば膨張を完全に抑制できていることが分かる。その他の事例としては、路盤隆起が発生した礼文華トンネルでは最大 443 kPa の吸水膨張圧が測定されている⁶⁾。また近年では、380 mm もの路面隆起が発生した盃山トンネルの地山のコアで、変位を拘束した吸水膨張圧で最大 350 kPa、拘束しない場合の膨張率で 16 %が計測されている⁷⁾。

模型実験を実施する前に、予備的検討として、膨張モルタルの膨張圧試験、膨張量試験を実施した。膨張圧試験（膨張変位を固定してその時の膨張圧を計測する試験）は圧密リング（径 60 mm、高さ 30 mm）に膨張モルタルを打設し、圧密試験機にセットすることで実施した。膨張量試験（拘束圧を一定としてその時の膨張量を計測する試験）も同様に、圧密リング内に膨張モルタルを打設し、拘束圧（上載圧）を 0 kPa、200 kPa、400 kPa の 3 ケースを実施し、膨張率を計測した。膨張圧試験については、実際に路盤隆起が発生したトンネルの路盤下地山のコアの吸水膨張圧試験結果と比較している。図-5.2 にその結果を併せて示す。膨張圧試験の結果から、膨張開始までの経過時間には差があるものの、膨張モルタルの膨張圧は実トンネルの地山のコアの膨張圧と近い推移を示していることが分かる。また、膨張量試験の結果、値には差があるものの、膨張モルタルも実トンネルのコアと同じく、拘束圧を高めることにより、膨張を抑えることができるという傾向を示していることが分かる。以上をもって、吸水膨張による路盤隆起を表現するのに膨張モルタルを使用することが妥当であると判断した。

ただし、ここで紹介した吸水膨張圧試験、吸水膨張量試験は膨張モルタルの膨張特性を調べることを目的とした予備試験であり、膨張圧試験の配合は静的破砕剤（春秋用）含有率 16.7 %、膨張量試験については同 28.6 %で実施しており、条件を揃えた試験は実施できていない。

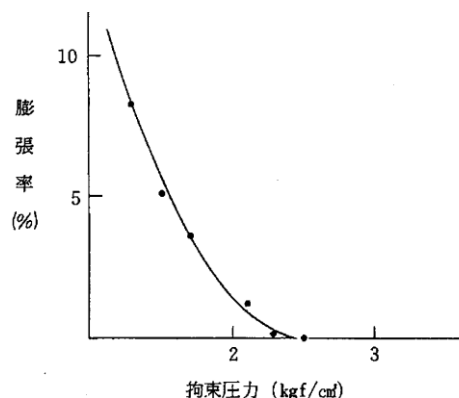
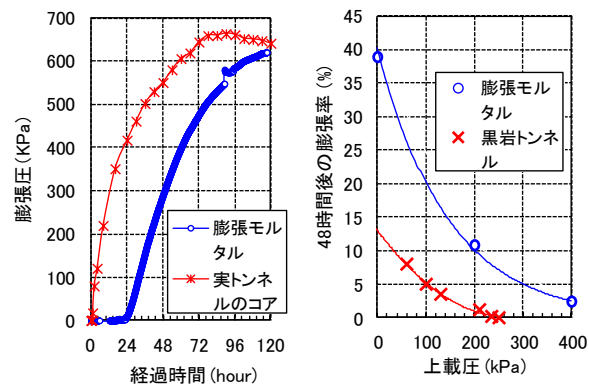


図-5.1 黒岩トンネルの拘束圧力と膨張率の関係⁵⁾



* 膨張モルタルの
静的破碎材含有率は
膨張圧試験では 16.7%,
膨張量試験では 28.6%

a) 膨張圧試験の結果 b) 膨張量試験の結果

図-5.2 膨張モルタルの膨張圧と膨張率

5.3 インバートがないトンネルを想定した模型実験

5.3.1 実験概要

インバートがないトンネルの路盤部における路盤隆起を表現する本模型実験は、1 回の実験で、12 ケース同時並行で実施した。実験には、第3章で使用した図-4.1の载荷実験装置の土槽、図-4.4のボルト模型を使用した。第3章と同じく、1 mm 径のボルトはステンレス製、3 mm 径のボルトはアルミ製である。実験概要図を図-5.3に、実験ケースを表-5.1に、実験ケースの概要図を図-5.4に示す。

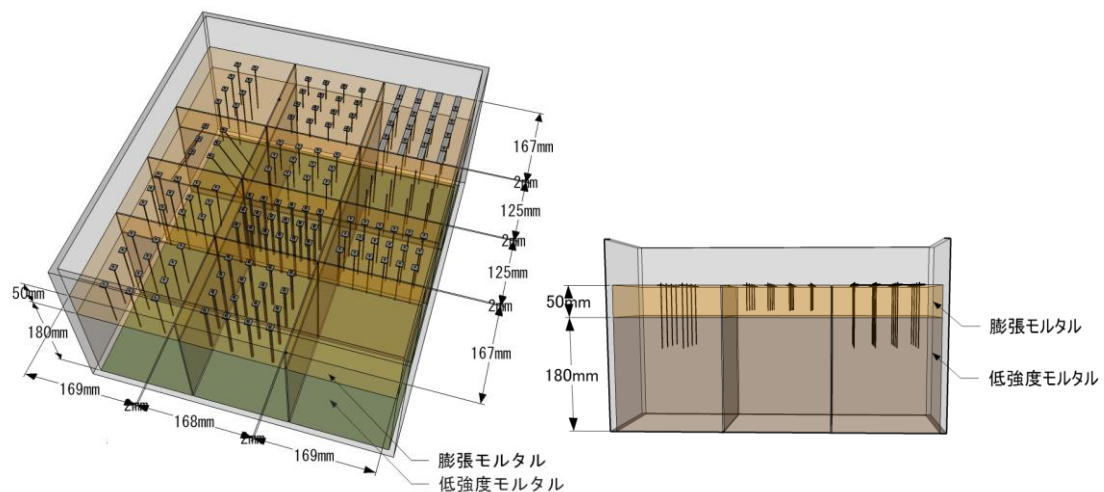


図-5.3 実験概要図

表-5.1 実験ケース

ケース	略称	本数 /断面	長さ (mm)	径(mm)	ベース プレート	角度
ケース 1	ボルトなし	0	—	—	—	—
ケース 2	4 本径 3 mm	4	100	3	あり	鉛直
ケース 3	3 本	3		1	連結	
ケース 4	4 本 BP 連結	4				
ケース 5	4 本 40 mm		40		あり	
ケース 6	2 本中央	2	100			
ケース 7	6 本	6				
ケース 8	6 本径 3 mm			4	1	
ケース 9	4 本	70				
ケース 10	4 本 BP なし		100		あり	
ケース 11	4 本 70 mm	2		30°		
ケース 12	2 本 30°					

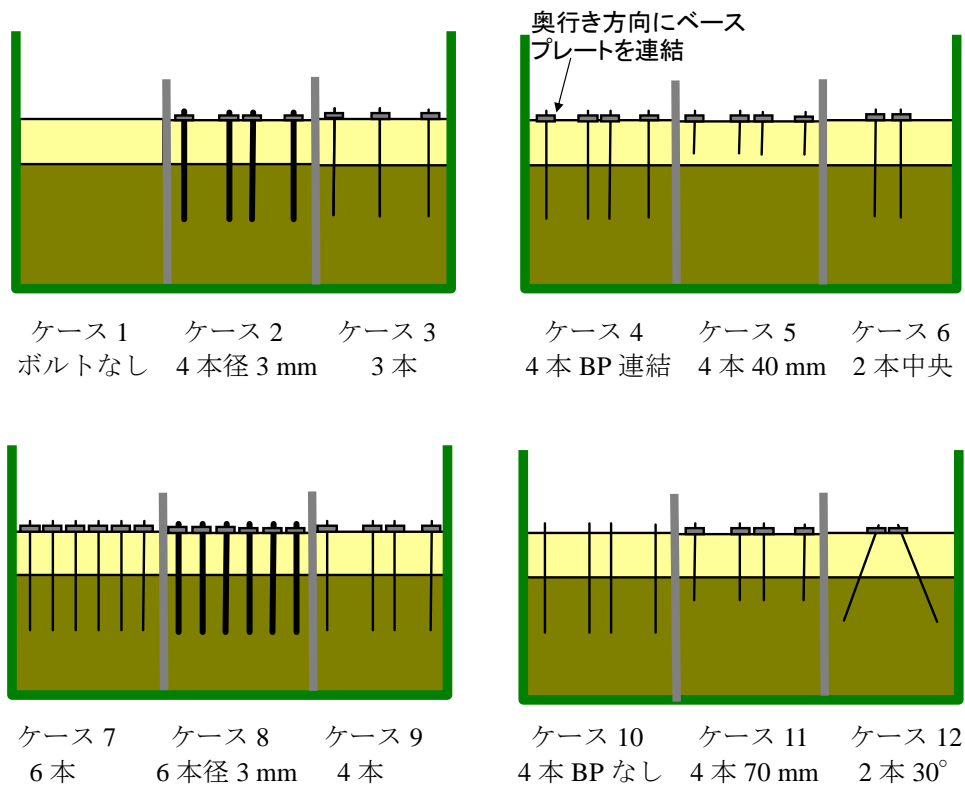


図-5.4 実験ケース概要図

5.3.2 実験手順

実験の手順は以下の通りである。

- ①地山モルタルの打設（高さ 180 mm）
 - ②アルミプレート（仕切り） 嵌め込み
 - ③プラスチックプレートの橋渡しによるボルトの仮受け
 - ④モルタル硬化後，ボルトの仮受け取り外し
 - ⑤膨張モルタル打設（高さ 50 mm）
 - ⑥膨張モルタル硬化後，変位計をセットし，計測を開始する．
 - ⑦膨張モルタル打設から 6 日経過後，変位計を取り外す．
- 以下，①～⑦の手順について，写真を使用して説明する．

①地山モルタルの打設（高さ 180 mm）

土槽内に地山モルタルを流し込んだ状況を写真-5.1 に示す．

地山モルタルは第4章で使用した低強度モルタルと同じ配合である．



写真-5.1 地山モルタルの打設状況

②アルミプレート（仕切り）嵌め込み

つづいて2 mm厚のアルミプレートを嵌め込み、写真-5.2に示すように、12 ケース分の領域を作成する。写真の上下方向がトンネル延長方向に一致する。中央部と端部でトンネル延長方向の長さが異なるが、600 mm×600 mmの大きさの土槽を12 分割する都合上、中央部はロックボルト3 列分(126 mm)、端部はロックボルト4 列分(168 mm)となっている。



写真-5.2 アルミプレート（仕切り）嵌め込み状況

③プラスチックプレートの橋渡しによるボルトの仮受け

ボルトを所定のケースの通り設置し、プラスチックプレートによりボルトを仮受けする。写真-5.3にその状況を示す。



写真-5.3 ボルトの仮受け状況

④モルタル硬化後、ボルトの仮受け取り外し

地山モルタルの硬化後（打設の翌日）、プラスチックプレートを取り外す。写真-5.4 にその状況を示す。

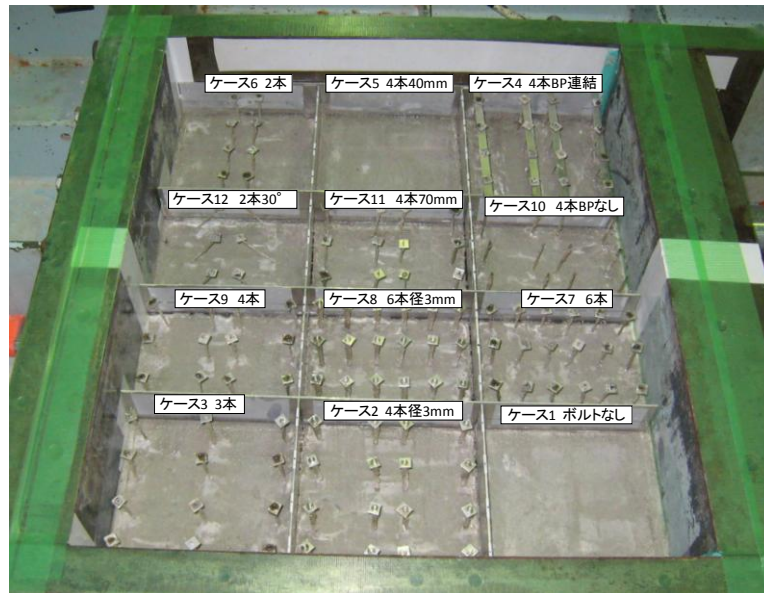


写真-5.4 ボルトの仮受け取り外し直後の状況

⑤膨張モルタル打設（高さ 50 mm）

ボルトのベースプレート（以下 BP）位置まで、膨張モルタルを打設する。なお、膨張モルタルは、地山モルタルとして使用した低強度モルタルに静的破碎材（S マイト SW タイプ：住友大阪セメント）を質量比で 24 % 混入し、練混ぜたものである。

写真-5.5 に打設の状況を、写真-5.6 に打設後の状況を示す。



写真-5.5 膨張モルタルの打設状況



写真-5.6 膨張モルタルの打設後の状況

⑥膨張モルタル硬化後，変位計をセットし，計測を開始する．

膨張モルタル打設後，変位計，熱電対をセットする．計測器設置後の状況を写真-5.7に示す．変位の計測位置には，10 mm 角のプレートをターゲットとして置き，そのターゲットに変位計の先を当てて計測を実施している．なお，ターゲットは写真-5.7にあるとおり，角ケース中央部に配置している．

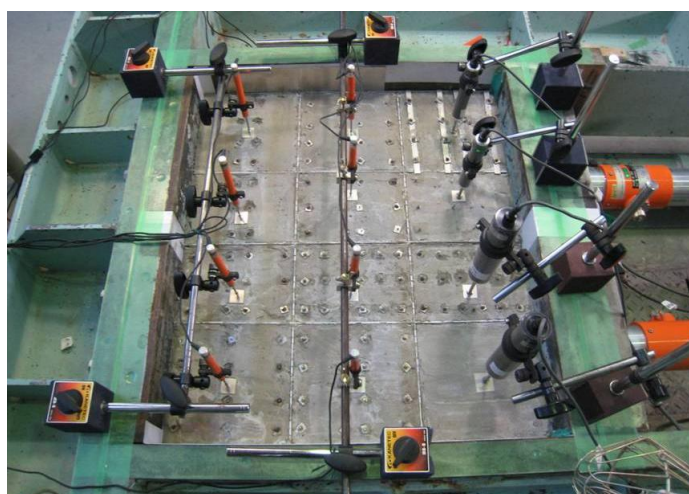


写真-5.7 計測器設置後の状況

⑦膨張モルタル打設から6日経過後、変位計を取り外す。

膨張モルタル打設から6日経過後、変位計を取り外し、実験を終了する。6日経過後の状況を写真-5.8に、変位計取り外し後の状況を写真-5.9に示す。

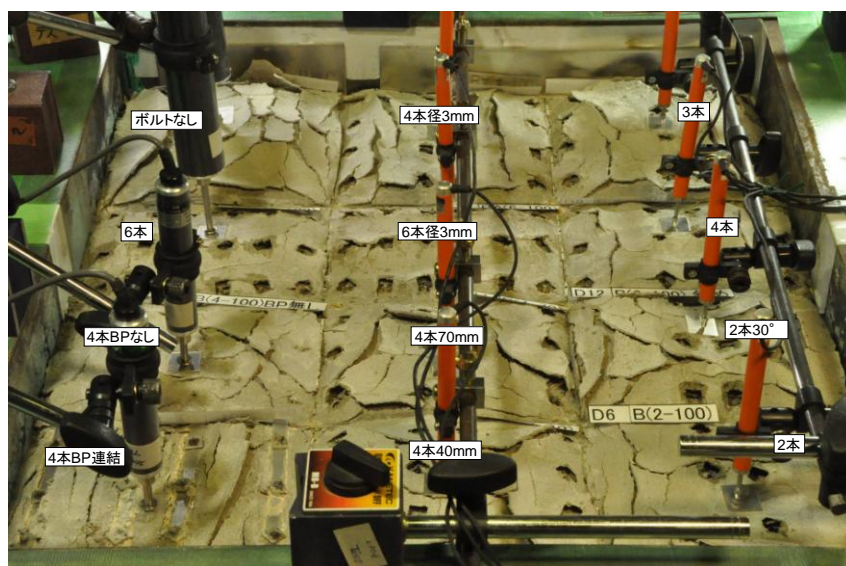


写真-5.8 6日経過後の状況



写真-5.9 計測器取り外し後の状況

5.3.3 実験結果

各ケースの隆起量と膨張モルタル打設からの経過時間について、試験結果を図-5.5に示す。以下、本数、長さ、径、角度、ベースプレートのそれぞれに着目して実験結果を整理する。

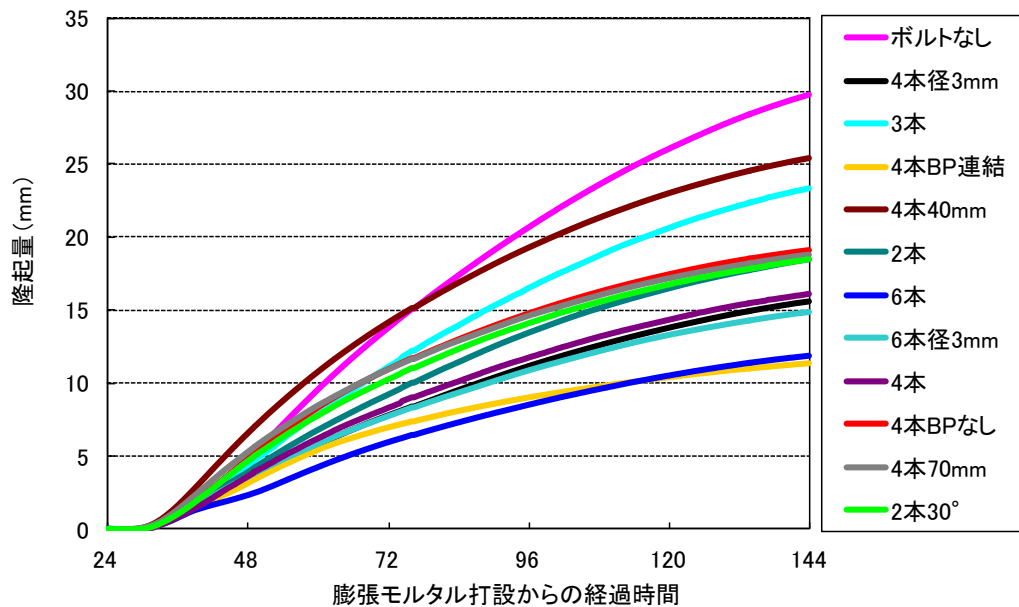


図-5.5 実験結果

(1) 本数の影響

図-5.6 に実施した 12 ケースのうち、特にボルトの本数をパラメータとしたケースについて抜き出し、結果を示す。本数が多い程隆起を抑制する効果が大きい結果となっている。3 本のケースは 2 本（中央）のケースよりも隆起抑制効果が小さい結果となっているが、これは、今回の実験では、隆起は端部より中央部のほうが大きくドーム状に隆起し、変位計測ターゲットも中央部に配置したのに対して、図-5.4 に実験ケースの概要図を示した通り、3 本のケースでは両端に 2 本のボルトが存在し、中央部にはボルトが 1 本であり、変位計測ターゲット周辺のボルト密度は 2 本（中央）のケースの方が多かったためと考えられる。4 本のケースは 2 本（中央）のケースに両端のボルトを追加したケースであるが、4 本のケースの方が 2 本（中央）のケースよりも変位抑制効果が大きく、端のボルトも若干変位抑制効果を発揮していることが分かる。

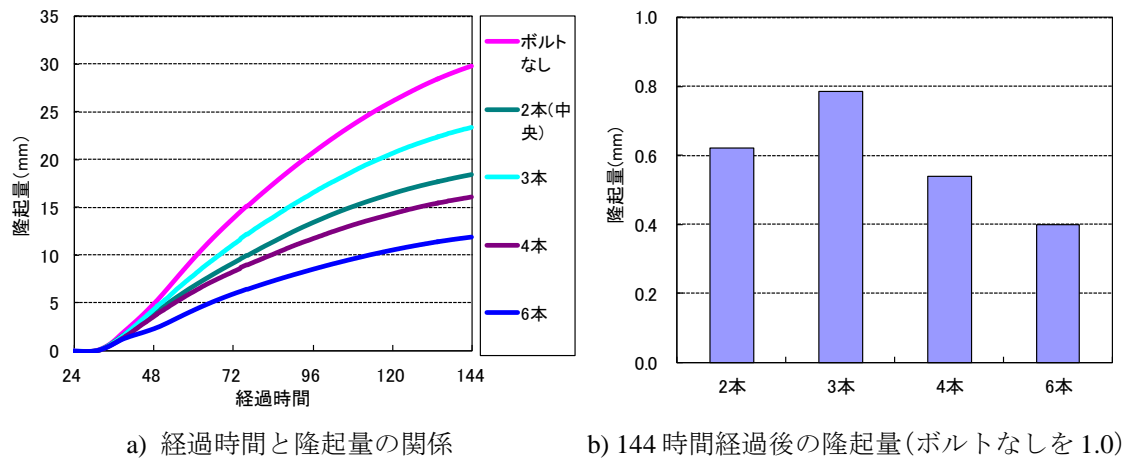


図-5.6 本数の影響

(2) 長さの影響

図-5.7 にボルトの長さをパラメータとしたケースについて抜き出し、結果を示す。これより、ボルト長が長い程、隆起の抑制効果が大きいことが分かる。ボルト長 40 mm は、膨張モルタルの範囲内にボルトが存在し、地山モルタルにまで定着が取れていないケースであるが、それでも若干の効果が見られた。

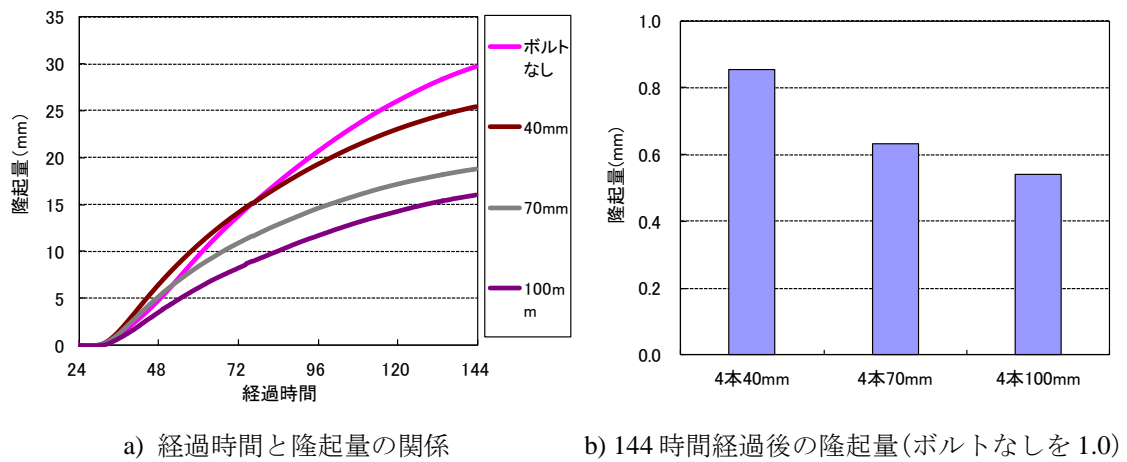


図-5.7 長さの影響

(3) ボルト径の影響

図-5.8 にボルトの長さをパラメータとしたケースについて抜き出し，結果を示す．径が太い程，周面摩擦が大きく取れ，隆起が抑制できると考えられるが，今回の実験では径の影響はあまり見られなかった．

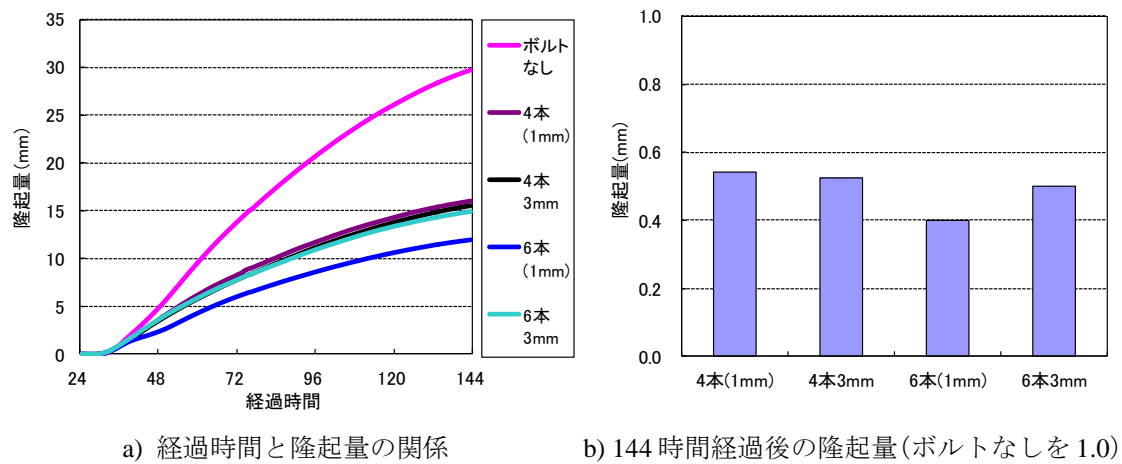


図-5.8 ボルト径の影響

(4) 角度の影響

図-5.9 にボルトの長さをパラメータとしたケースについて抜き出し，結果を示す．角度による影響は見られなかった．

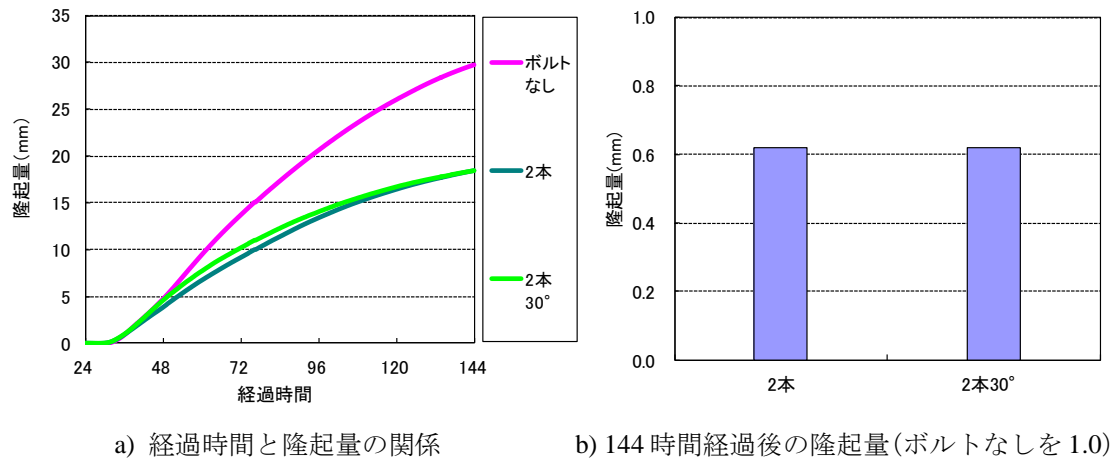


図-5.9 角度の影響

(5) ベースプレートの影響

図-5.10 にベースプレートの形状をパラメータとしたケースについて抜き出し，結果を示す．ボルト頭部がしっかりとしている程，隆起抑制効果が大きい結果となっている．

ベースプレートなしのケースは，ボルトなしのケースと比較して，48 時間経過時までは

ほぼ同じ隆起量であったが、以降、変位の抑制効果が見られることが分かる。ベースプレートなしでは、内圧効果はなく、周面摩擦による効果で隆起を抑制すると考えられる。すなわち、本実験におけるボルトは膨張モルタル打設後 24～48 時間の比較的軟らかい時期にはベースプレートによる内圧効果で隆起を抑制し、48 時間経過以降はボルト自体の周面摩擦による効果も発揮し始めるものと考えられる。そのように考えると、図-5.7 で定着長のない 40 mm のボルトが 48 時間経過以降に効果を発揮したこととも整合する。

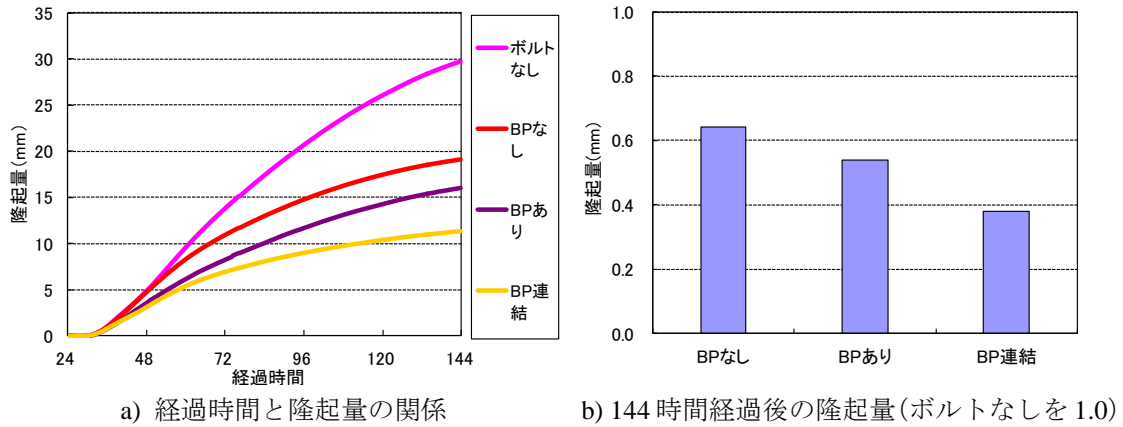


図-5.10 ベースプレートの影響

(6) 全ケース比較

図-5.11 に実施した全ケースの 144 時間経過時の隆起量を、隆起量の大きい順に示す。ボルトの仕様を向上させることにより隆起量が抑制され、最大 6 割程度隆起を抑制できていることが分かる。

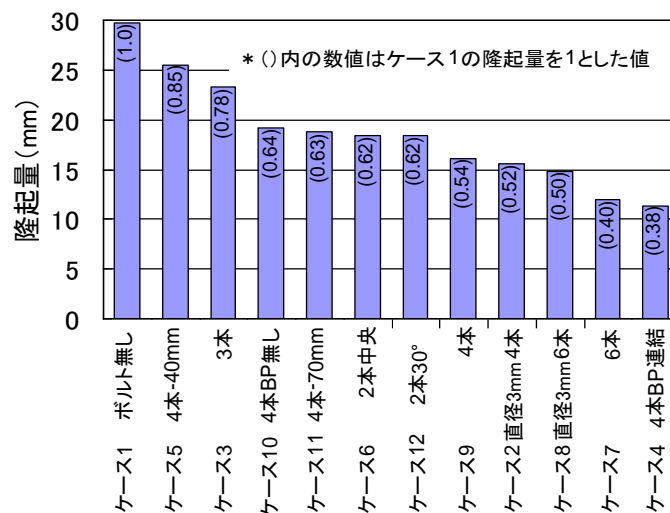


図-5.11 全ケース比較

5.3.4 まとめと課題

本節では、インバートのないトンネルにおける吸水膨張による路盤隆起およびその対策工としての下向きロックボルトの効果を評価することを目的に、膨張モルタルを使用した模型実験を実施した。その結果、以下のような結果となった。

- 1) 静的破砕材を混入したモルタルを使用することにより、時間の経過とともに進行する路盤隆起を表現することができた。
- 2) ボルトの本数が多い程、路盤隆起抑制効果が大きい結果となった。
- 3) 隆起範囲内に留まり、定着長がない短いボルトであっても隆起抑制効果は見られたが、長さが長い程、路盤隆起抑制効果が大きい結果となった。
- 4) 径の影響は見られなかった。
- 5) 角度の影響は見られなかった。
- 6) ベースプレートがなくても路盤隆起抑制効果は見られたが、ベースプレートがあることで隆起抑制効果は大きくなった。

以上の結果の内、特に 2), 3), 5)は第4章の路盤部の塑性化に伴う路盤隆起に関する検討と同様の結果となっている。すなわち、このことは、塑性化（スクイー징）に伴う路盤隆起と吸水膨張（スウェリング）に伴う路盤隆起で、下向きロックボルトによる対策の考え方について、大きく変える必要がないことを示唆する。

ただし、吸水膨張による場合は、径の影響が小さくベースプレートの影響が大きかったことから、塑性化による場合よりも内圧効果の影響が大きい可能性が考えられる。

5.4 インバートを有するトンネルを想定した模型実験

本節では、前節と同様に膨張モルタルを使用し、インバートを有するトンネルに対して、吸水膨張を想定した模型実験を実施する。

5.4.1 実験条件

実験の概要図を図-5.12 に示す。実験には第4章と同一の土槽を使用した。また、トンネル模型も第4章と同じ、新幹線標準断面トンネルの1/50の大きさのモルタル製のものを使用している。

覆工とインバートは別々に作製しており、その接合は、剛結にしないようにビニールテープを側壁脚部に貼り、インバートと側壁脚部との3 mm程度の隙間を低粘度のエポキシ樹脂で充填した。ただし、実験後もインバートと側壁の接合部で破壊やずれが生じることはなく、インバートの中央部でひびわれが発生するパターン（図-3.1 a)）の変状を表現した実験となっている。

模擬地山は4章と同じく、軟岩を想定して、過去に小島ら²⁸⁾が行った研究で用いた配合を参考として、表-5.2 に示す配合とした。室内試験によって把握した模擬地山の物性値を表-5.3 に示す。本材料はベントナイトと減水材を併用することにより、貧配合であるにも関わらず分離が起きにくく、流動性のよい材料である。養生期間は7日間としている。膨張モルタルは、表-5.2 の低強度モルタルに静的破砕剤（冬用）を質量比で24 %混合したものである。冬用は春秋用と比べ、より低温でも膨張の性質が発揮されるように配合が調整されている。

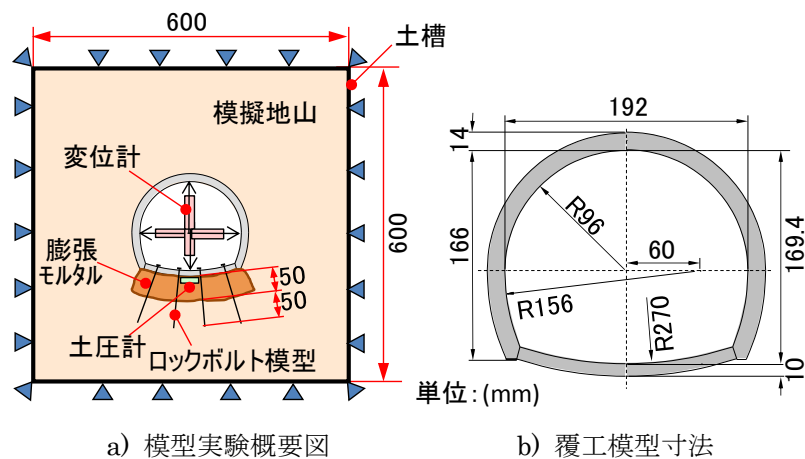


図-5.12 模型実験概要図

表-5.2 模擬地山の配合

使用材料	材料	単位量 (kg/m ³)
水		650
セメント	早強ポルトランド	185
細骨材	珪砂 6 号	650
混和材	ベントナイト	65
混和剤	減水剤	17
	分離防止剤	0.29

表-5.3 模擬地山の室内試験結果

名称	試験結果	試験方法
一軸圧縮強さ q_u (MPa)	約 0.4	一軸圧縮試験 (ひずみ速度 1 %/min 時)
変形係数 E_{50} (MPa)	約 80	
せん断強さ c (MPa)	0.15	三軸圧縮試験
内部摩擦角 ϕ (°)	13	

実験は、ボルトなしとボルトありの 2 ケースを実施した。ボルトは、図-5.13 に示すとおり 1 断面あたり 4 本、トンネル軸方向に 42 mm ピッチで打設した。なお、ボルトの配置は、レールと側壁の間、レールと中央排水管の間にそれぞれ打設することを想定している。計測項目として、図-5.13 に示すように、インバートにひずみゲージ、土圧計を取り付けている。また、トンネル模型の内空には変位計をセットし、インバート中央位置の変位を計測した。

ロックボルト模型（以下ボルト）を図-5.14 に示す。ボルトの材料には直径 1 mm のステンレス棒を用いた。ここで、ボルトと地山との付着力を表現するため、ボルト模型の周面にエポキシ系接着剤により砂（珪砂 6 号）をまぶしてある。なお、ボルトの径は直径 1 mm のステンレス棒で、実物大に換算すると 50 mm となりやや過大となっているが、ロックボルト奥行き方向の設置のピッチはいずれのケースも 42 mm としており、これは実物大に換算すると 2.1m 相当と、ボルトの径が太い分、一般的に施工される下向きロックボルトの施工ピッチ（1～1.5m）よりもやや広めとなっている。

なお、実験期間中、気温および膨張モルタルの温度を計測しており、その結果、平均して 2℃程度ボルトなしのケースの方がボルトありのケースよりも温度が高かった。静的破砕剤は温度が高い程、膨張速度が早いことが知られている¹⁰⁾。よって、本来は恒温室で実験をすべきであるが、今回は模型実験では定性的な現象を把握できればよいと考え、温度変化が多少ある実験棟内で実施している。

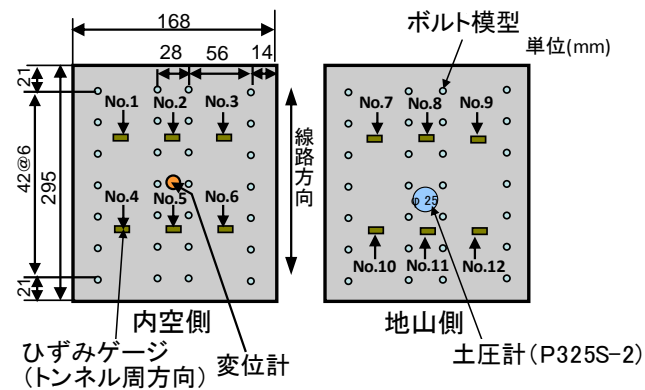


図-5.13 インバート平面図（ボルトあり）

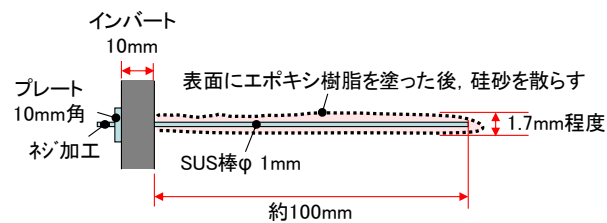


図-5.14 ボルト模型の概要図

実験の手順は以下の通りである。

- ①トンネル模型を土槽にセットする。
- ②テフロンシートを巻いた木材をインバート裏にセットする。
- ③地山モルタルを打設する。
- ④②の木材を引き抜く。
- ⑤膨張モルタルをインバート裏に打設する。
- ⑥ポリカーボネード板で蓋をする。
- ⑦固定カメラをセットし、計測を開始する。

以下、①～⑦の手順について示す。

①トンネル模型を土槽にセットする。

第3章の実験と同様にトンネル模型を写真-5.10のようにセットする。ボルトありのケースについては予め、インバート部に穴を開け、ボルト模型をインバートの内空側から差し込み、ボルトの表面にエポキシ樹脂を塗布した上で珪砂をまぶす。

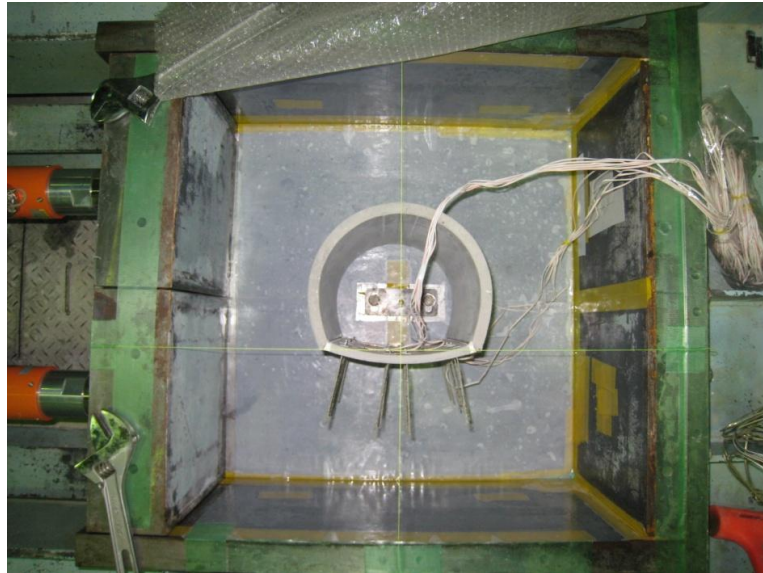


写真-5.10 トンネル模型の設置状況

②テフロンシートを巻いた木材をインバート裏にセットする。

地山モルタルがインバート裏に流れ込むのを防ぐためのスペーサーとして、テフロンシートを巻いた木材をインバート裏に図5.2.2のようにセットする。

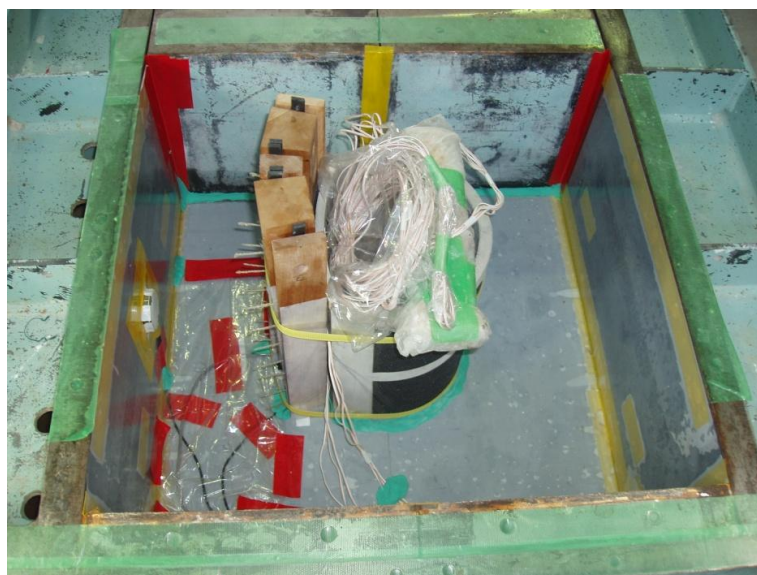


写真-5.11 トンネル模型の設置状況

③地山モルタルを打設する。

地山モルタルは過去に鉄道総研の実施した模型実験で多くの実績のある、低強度モルタルとする。使用材料、使用配合は、前章と同様である。打設直後の状況を写真-5.12 に示す。



写真-5.12 地山モルタル打設後の状況

④②の木材を引き抜く。

地山モルタル硬化後、石膏でモルタル表面の面取りをし、その後木材スペーサーを引抜く。引抜き後の状況を写真-5.13 に示す。

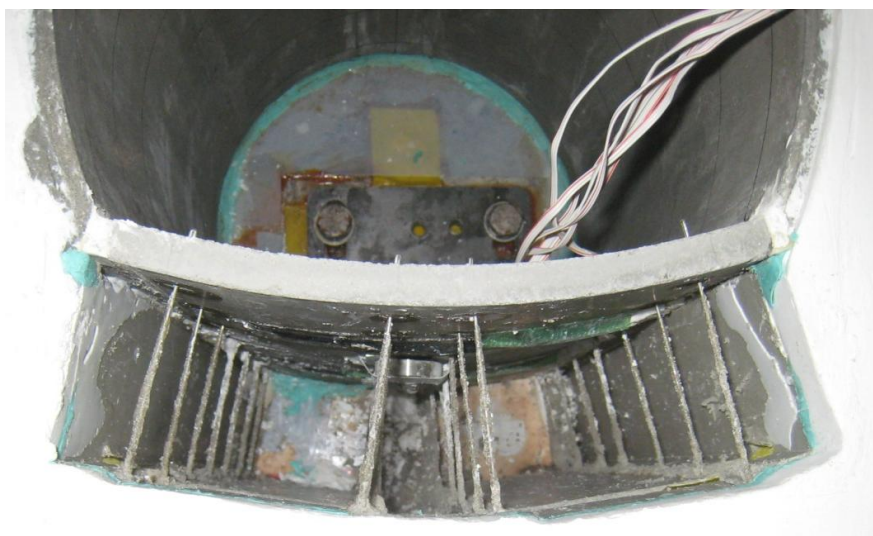


写真-5.13 スペーサー引抜き後の状況

⑤膨張モルタルをインバート裏に打設する。

膨張モルタルを打設する。なお、膨張モルタルは、前節と同様、低強度モルタルに静的破砕材（S マイト SW タイプ：住友大阪セメント）を質量比で 24 % 混入し、練混ぜたものである。写真-5.14 に打設の状況を示す。



写真-5.14 膨張モルタル打設の状況

⑥ポリカーボネード板で蓋をする。

中心に計測器の配線を通す穴を開けたポリカーボネード板により蓋をする。その状況を写真-5.15 に示す。

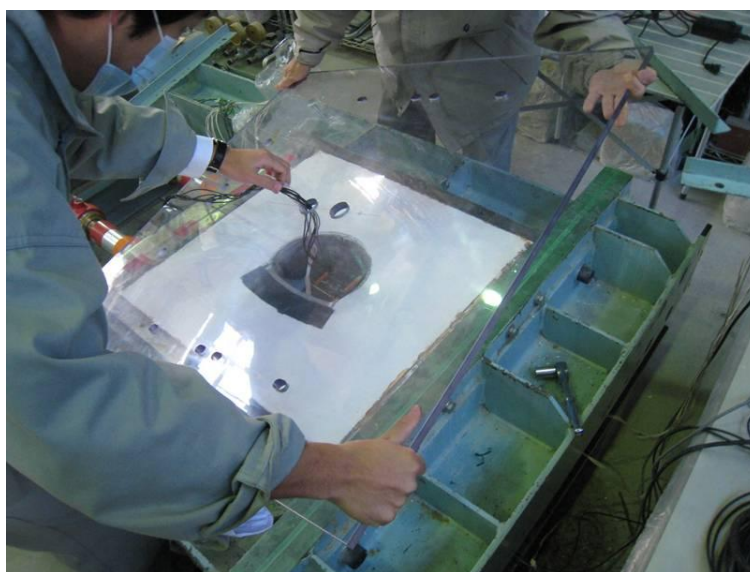


写真-5.15 ポリカーボネード板設置の状況

⑦固定カメラをセットし、計測を開始する。


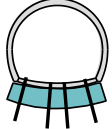
ポリカーボネード板をアングルで固定し、固定カメラをセットし、計測を開始する。試験開始直後の状況を写真-5.16に示す。



写真-5.16 試験開始直後の状況

実施した実験ケースを表-5.4に示す。

表-5.4 実験ケース

ケース番号	ボルト	概要図
ケース 1	ボルトなし	
ケース 2	ボルトあり	

5.4.2 実験結果

実験結果として、以下、画像、インバート隆起量とインバートに作用する圧、インバートの隆起速度、インバートのひずみについて結果を示す。

(1) 画像

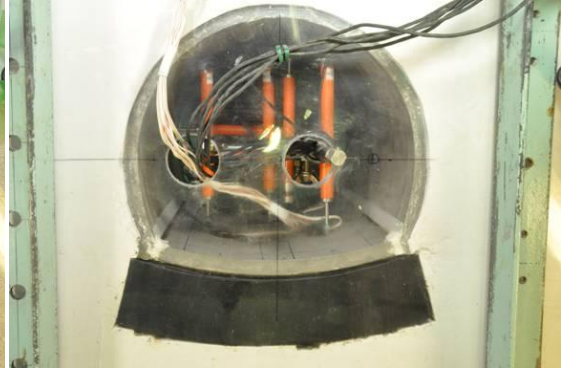
カメラを固定し、20分ごとに自動撮影した。ボルトなしのケースの1日おきの写真を写真-5.17に、ボルトありのケースの写真を写真-5.18に示す。インバート下の黒い部分が膨張モルタルの範囲であり、ポリカーボネード板との密着を良くするために黒いゴムを介し

第5章 地山の吸水膨張による路盤隆起に関する検討

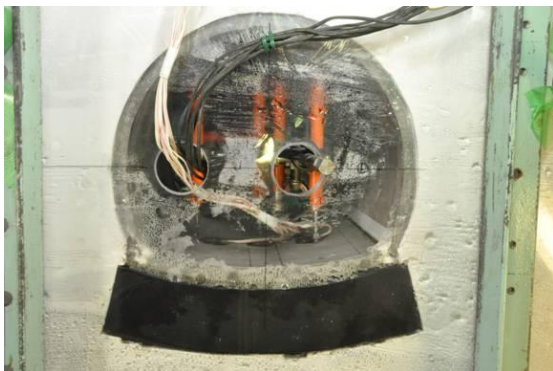
ている。写真より、特にボルトなしのケースで時間の経過とともにインバートの中央部のひび割れが大きくなり、インバートの隆起量が大きくなっていることが分かる。



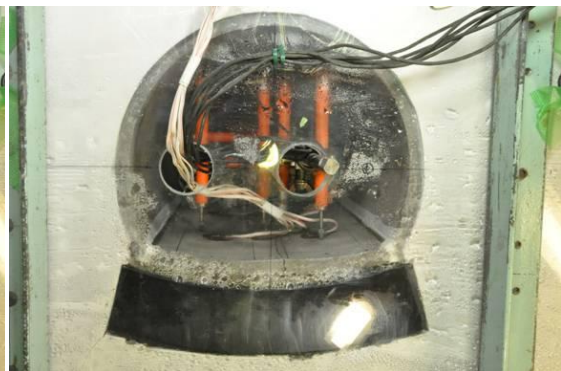
膨張モルタル打設から 1 日後



膨張モルタル打設から 2 日後



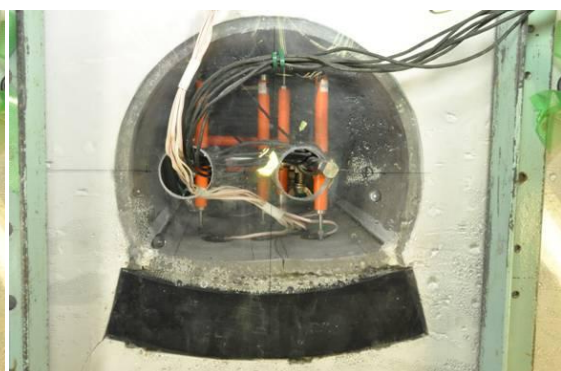
膨張モルタル打設から 3 日後



膨張モルタル打設から 4 日後



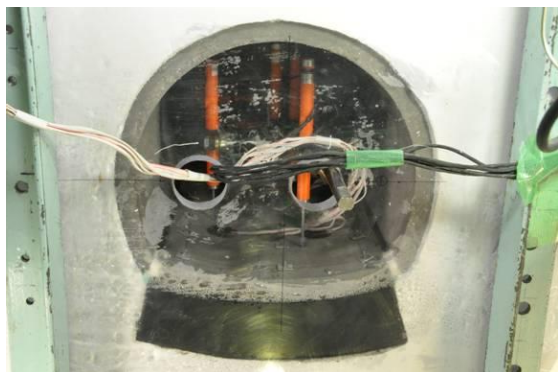
膨張モルタル打設から 5 日後



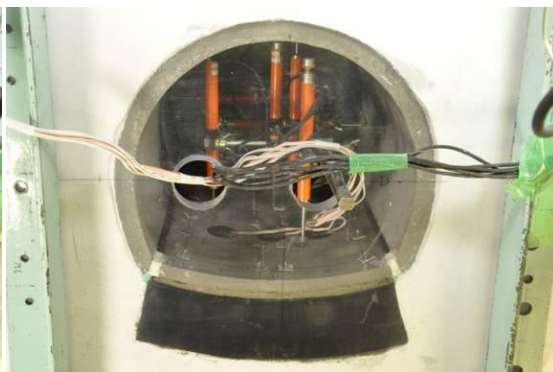
膨張モルタル打設から 6 日後

写真-5.17 固定点カメラによる写真（ボルトなし）

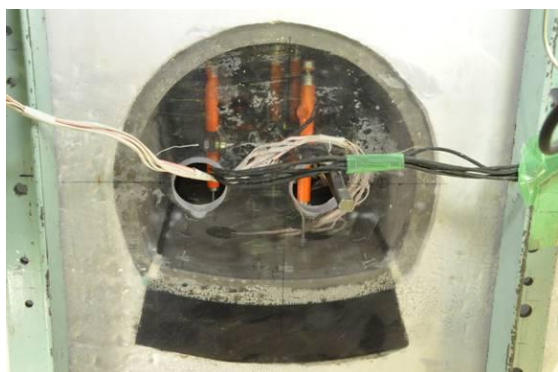
第5章 地山の吸水膨張による路盤隆起に関する検討



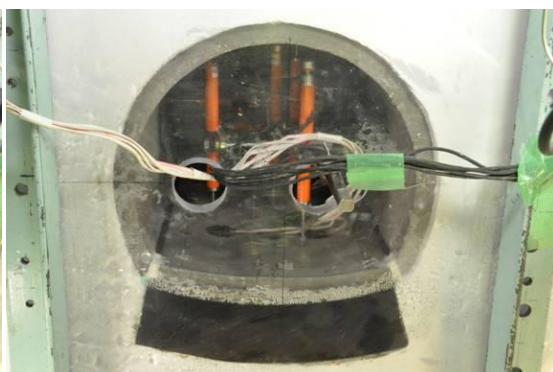
膨張モルタル打設から 1 日後



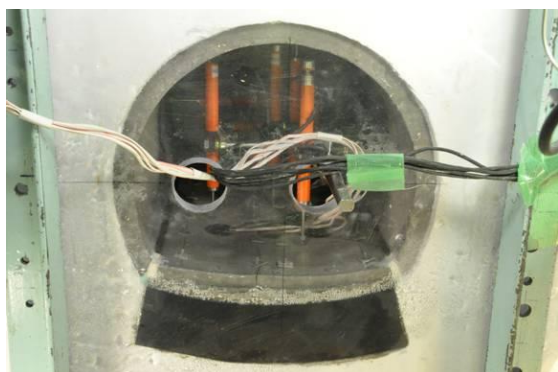
膨張モルタル打設から 2 日後



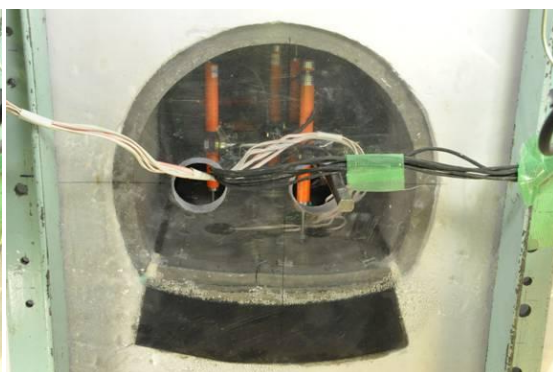
膨張モルタル打設から 3 日後



膨張モルタル打設から 4 日後



膨張モルタル打設から 5 日後



膨張モルタル打設から 6 日後

写真-5.18 固定点カメラによる写真（ボルトあり）

(2) インバートの隆起量と作用地圧

図-5.15 にインバート中央部の隆起量，インバート背面に作用する地圧について，ボルトありとなしの違いを比較した図を示す．これより，ボルトありのケースではインバートの隆起量を約40%抑制できていることが分かる．また，ひびわれ発生時のインバートへの作用地圧は，ボルトありのケースの方が40 kPa程度大きく，ボルトによりインバートの耐力が向上していることが分かる．さらに，ボルトなしのケースでは，ひびわれ発生直後にインバートへの作用地圧が急激に低下しているのに対して，ボルトありのケースでは，ひびわれが発生した後も地圧が急激には低下していないことが分かる．地山特性曲線の考え方によると，地圧の低下は変位の増加を意味するので，ボルトは，インバートへの作用地圧の急激な低下を防ぐことで，急激な隆起の進行を防いでいると考えられる．

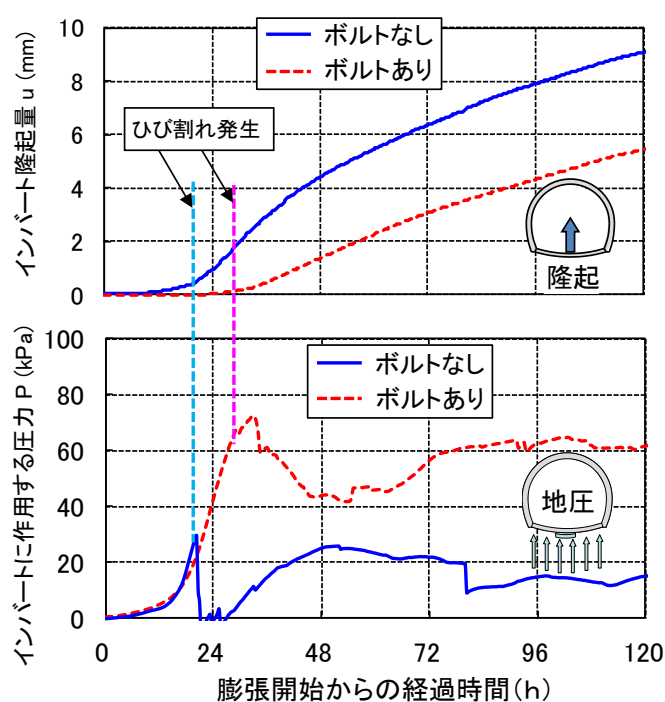


図-5.15 隆起量と作用地圧の経時変化

(3) インバートの隆起速度

図-5.16 にインバート隆起速度の経時変化を示す．ここで，隆起速度は20分に1回の変位の計測データの増分を72倍して1日あたりに換算したものである．これより，ボルトなしのケースは，ボルトありのケースと比較するとひびわれ発生直後の隆起速度が大きいことが分かる．また，ボルトなしのケースでは，その後も一時的に隆起速度が急増することがあるのに対し，ボルトありのケースでは，隆起速度は滑らかに推移していることが分かる．これは，ボルトがあることでひびわれの急激な進展が防がれているためと考えられる．なお，今回の計測結果では，図-5.15 から分かるように，ボルトありのケースの方がボル

トなしのケースよりひびわれ発生後の作用地圧が大きく、支保内圧が大きいと言えるが、**図-5.16**に示した、膨張発生から48時間後（隆起量1.2 mm）以降の隆起速度を見ると、両者は同程度であった。すなわち、ボルトによる隆起速度抑制効果は隆起量1.2 mmまでに発揮されており、それ以降は大きな効果は見られなかった。ただし、ボルトありの場合はボルトなしと比較して隆起速度の推移が滑らかであるという傾向は最後まで続いた。

このことと、**図-5.15**でボルトありのケースはひび割れ発生時も土圧が急激に低下しないことから、インバートと地山が一体として挙動していることがわかる。特に地震時では、脆性的な破壊を防ぐこと、インバートと地山との間で空隙を生じないことが被害を抑えるため、復旧を容易にするために重要であるが、その意味では下向きロックボルトによる対策は地震による路盤変状を軽減するためにも有効であると考えられる。

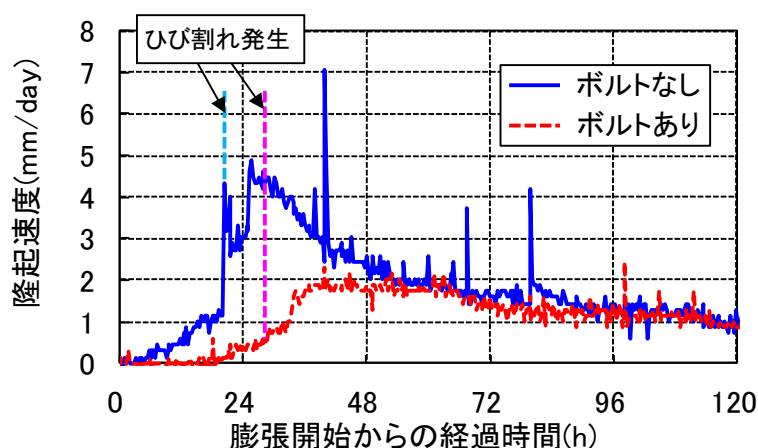


図-5.16 インバート隆起速度の経時変化

(4) インバートのひずみ

図-5.17にインバートのひずみ（トンネル周方向）の経時変化を示す。なお、ひずみゲージのNo.は**図-5.13**のとおりである。これより、ボルトなしのケース、ありのケース共にひずみが300 μ 程度発生したときにひびわれが発生することが分かる。また、ボルトなしのケースではNo.2とNo.5で同時にひびわれが生じ、ひずみが解放されたのに対して、ボルトありのケースでは、ひびわれ発生時期が異なっており、ひびわれが一気にはトンネル軸方向に進展しなかったことが分かる。

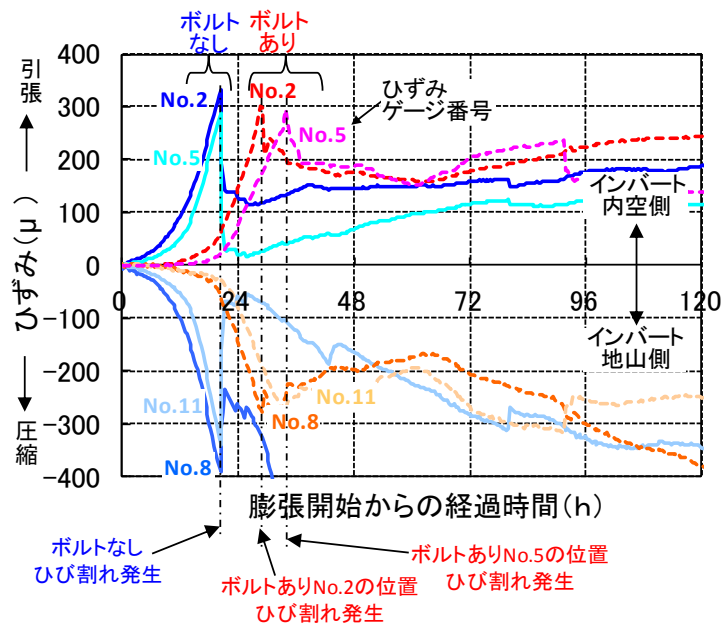


図-5.17 インバート中央部のひずみ

(5) 実験終了時の覆工模型の状況

写真-5.19 に実験終了時（膨張開始から約 140 時間後）の覆工模型の状況を示す。これより、インバート下の膨張モルタルの体積が増加し、インバートを押し上げ、インバート中央の最も曲げモーメントが大きくなるとされる位置でひびわれが発生していることが分かる。今回の実験では図-5.17 に示したとおり、ひびわれは図-5.13 の No.2 側から発生し、No.5 側へと進展したが、d) ボルトあり（解体後）の写真を見ると、インバートに入るひびわれは、インバート上部（No.2 側）ではボルト打設位置を伝って発生し、下部（No.5 側）では 2 手に分かれ、中央寄りと側壁寄りのボルトの間の、ボルトが打設されていない場所へと伸びていることが分かる。すなわち、ボルト打設時の孔がひびわれ発生の起点となったものの、ボルトが与える内圧により、曲げモーメントの最大位置は変化し、中央寄りと側壁寄りのボルトの間となったものと思われる。なお、ボルトありのケースについては、インバートと地山が密着しており、解体時においても分離不能であった。



写真-5.19 実験終了後の覆工模型の状況（白線はひびわれ）

5.5 模型実験の数値解析

本章では，前章の模型実験の数値解析を実施し，インバートの隆起，インバートに作用する地圧の推移，ロックボルトに作用する軸力等について整理する．

5.5.1 引抜試験とその数値解析

前節の模型実験の数値解析を実施するためには，ロックボルトを適切にモデル化する必要がある．本論文においてはボルトのモデル化に必要な物性値を決定するために，第3章にも示した通り，引抜試験を実施した．また，引抜試験の再現解析も実施した．解析においても境界条件等，引抜試験の方法を忠実にモデル化している．解析に使用した物性値を表-5.5に示す．模擬地山の物性値は表-5.3に示した各種試験結果から設定した．

ボルトには第4章ではPile要素¹¹⁾でモデル化したが，第4章で，ロックボルトが軸方向に垂直な方向へのせん断力に対する抵抗，曲げ抵抗としては効果を発揮しておらず，引張材として効果を発揮しているという結果が得られたので，本章以降は，ロックボルトのモデル化として，曲げ剛性を考慮しないCable要素¹¹⁾を使用することとする．なお，Cable要素は簡易なモデルであり，前章においてPile要素で実施したような付着強さの変化は組み込むことができないため，ボルト軸方向のせん断変位とせん断力の関係は弾完全塑性のバイリニアな挙動としてモデル化した．

Cable要素はボルト軸方向のせん断ばねを有しており，これにより周辺要素の節点との

相互作用を表現し、付着切れによる周辺要素との滑りも表現できる。Cable 要素のせん断ばねの働きを図-5.18 に示す。単位長さ当りに作用するせん断力 $|F_s|/L$ が Cable 要素の節点と周辺要素の節点間の相対せん断変位 u_s に比例（比例定数 k_g ）して、作用するせん断力が大きくなり、せん断力の最大値 $|F_s^{max}|/L$ は付着強さ c_g 、摩擦角 ϕ_g 、拘束圧 σ_m と周長 p_g によって決まるというモデルとなっている。 c_g 、 k_g については、引抜試験結果とのフィッティングを行い設定した。 ϕ_g については、拘束圧が 0 である本引抜試験の結果からは求められないが、今回模擬地山として使用した低強度モルタルは内部摩擦角 13° 程度と小さく、 ϕ_g についても大きくないものと想定される。なお、別途、同配合の低強度モルタルに打設した他の模型ボルトについて、拘束圧を変化させた場合で引抜試験を実施しており、その結果、拘束圧依存性は見られなかったため、今回は $\phi_g = 0$ としている。

以上のように、第4章とは異なる条件でのモデル化となっている。引抜き試験結果とその数値解析の結果を図-5.19 に示す。数値解析により試験結果をある程度表現できていることが分かる。

なお、引抜き試験の数値解析時には関係がないが、模型実験の数値解析を実施する時は、Cable 要素の頭部とインバートの上面に相対変位が発生しないようにすることで、ベースプレートを表現している。また、模型実験ではインバートとボルトの間は縁切り状態にあるため、数値解析においてはその範囲の c_g を 0 とした。また、膨張モルタルは模擬地山よりも付着強さが小さく、その範囲ではボルトは十分に定着が取れないと考えられるため、今回の解析では、膨張モルタルの範囲内ではボルトの c_g を 0.14 (模擬地山範囲の c_g の 1/20) とした。

表-5.5 解析に使用した物性値（模擬地山、ボルト）

	項目	解析入力値
模擬地山	弾性係数 E (MPa)	80
	ポアソン比 ν	0.3
	せん断強さ c (MPa)	0.15
	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	13
ボルト	弾性係数 E (GPa)	210
	単位長さ当たりのせん断ばね剛性 k_g (MN/m ²)	8
	単位長さ当たりの付着強さ c_g (kN/m)	2.8
	グラウトの摩擦角 ϕ_g ($^\circ$)	0

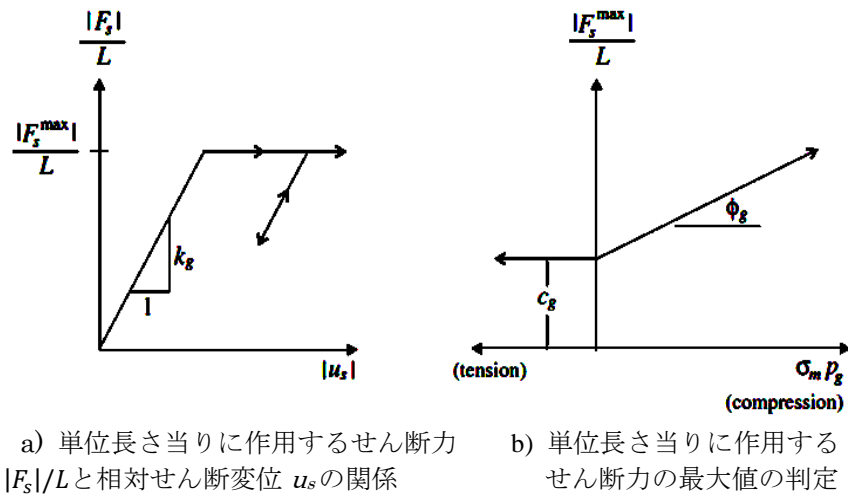


図-5.18 Cable要素のせん断ばねの働き¹¹⁾

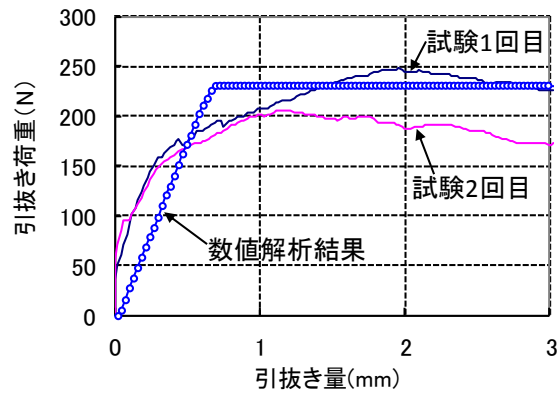


図-5.19 引抜試験結果とその再現解析結果

5.5.2 解析条件

模型実験の数値解析は、図-5.20のように、覆工模型，模擬地山，膨張モルタルをモデル化した。解析領域は実験のとおりとしたため十分に大きくはないが，本解析は掘削解析ほど影響範囲は大きくないと考えられる。奥行き方向に関してはボルト打設ピッチである42 mm間とし，中央の21 mm位置にボルトをCable要素でモデル化した。

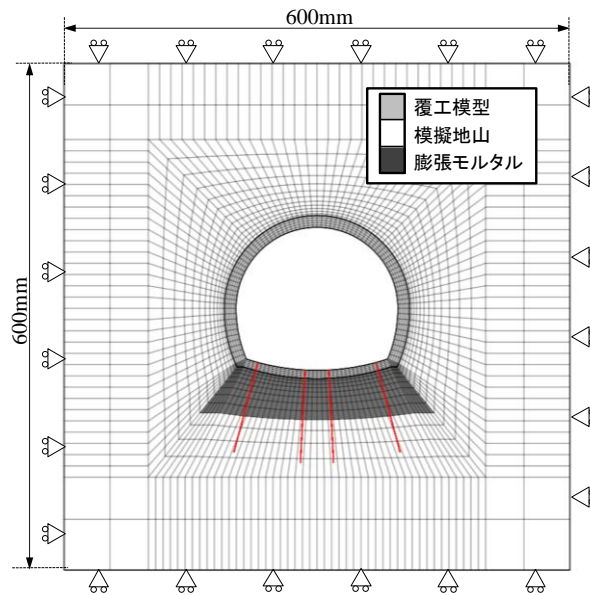


図-5.20 解析モデル図（正面図）

表-5.6 解析入力物性値（膨張モルタル，覆工模型）

	項目	解析入力値
覆工模型	弾性係数 E (MPa)	15,000
	ポアソン比 ν	0.2
	せん断強さ c (MPa)	4.9
	内部摩擦角 ϕ (°)	40
	引張強さ σ_t (MPa)	1.75
膨張モルタル	弾性係数 E (MPa)	4.0
	ポアソン比 ν	0.3
	線膨張係数(/°C)	1.0×10^{-3}

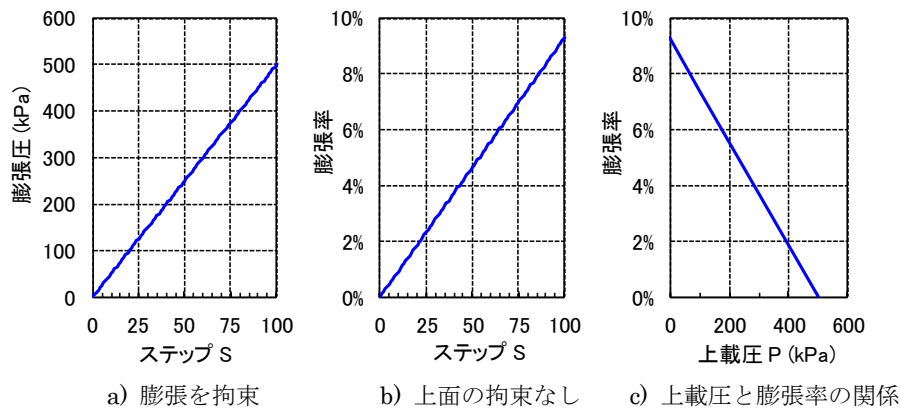


図-5.21 膨張モルタルのモデル

初期応力，重力加速度は0としている．覆工模型と模擬地山の間には滑り，分離を表現できるインターフェイス要素¹²⁾をモデル化し覆工模型と模擬地山との間で引張応力が伝達しないようになっている．模擬地山，ボルトの入力物性値は表-5.5のとおりである．覆工模型と膨張モルタルの入力物性値を表-5.6に示す．覆工模型の入力物性値は，文献¹³⁾と同じ配合のモルタルを使用していることから，同文献を参考に設定した．なお，覆工のひびわれを表現することを目的として，引張破壊後に発生する塑性引張ひずみの増加に伴って，引張強さを指数関数で低下させている．膨張モルタルは温度上昇によって熱膨張する等方線形熱弾性体としてモデル化している．模型実験のシミュレーションに先立ち，本解析における膨張モルタルと同じモデル，物性値を用いて，膨張圧試験，膨張量試験を表現した数値解析を実施した．解析は，1ステップ0.5℃ずつ，100ステップ温度上昇させた．側面，下面をローラー固定とし，上面に作用させる上載圧をパラメータとして解析を実施している．解析結果を図-5.21に示す．このように，膨張モルタルは上面を拘束した場合には500 kPaの膨張圧が発生するものの，上面を自由とした場合には，膨張モルタルの高さが9%長くなるようなモデル化となっている．これにより膨張モルタルの定性的なモデル化ができているとみなし，図-5.20の解析モデルにおいて，膨張モルタルを1ステップ0.5℃ずつ，100ステップ温度上昇させる解析を実施した．

5.5.3 解析結果

図-5.22に模型実験と同じく，インバート中央位置の隆起量，インバートに作用する圧力と解析ステップとの関係を示す．なおここで，膨張モルタルが図-5.21のように時間に比例して膨張する性質のものであると仮定した場合には，解析ステップSは，経過時間tに比例することとなり，横軸の解析ステップの増加を時間経過と捉えてよいこととなる．なお，インバートに作用する圧力は，インバート中央部において，インバートと模擬地山の間のインターフェイス要素に作用する法線方向応力としている．これより，ボルトがあることで，インバート隆起量が抑制され，インバートに作用する圧力は大きくなること，ひびわれ発生時に，ボルトなしでは急激に作用圧力が低下し，隆起が進行するものの，ボ

ルトありでは、それらが滑らかに進行すること等が数値解析によっても確かめられた。ただし、数値解析の方が、ボルトありのケースのインバートに作用する圧力は大きいにも関わらず、インバート隆起量の抑制効果は模型実験よりも小さい結果となった。また、ボルトありのケースのひびわれ発生後の圧力については、模型実験では横ばいであるのに対して、数値解析では上がり続けている。

数値解析で変位や荷重、破壊後の挙動に至るまで十分に再現するためにはより高度な構成則を使用したモデル化が必要であった可能性も考えられる。ただし、今回のモデル化でも、模型実験で得られた大体の傾向は再現できており、本モデルにより、模型実験で把握し得なかったデータを整理することは意義深いと考える。

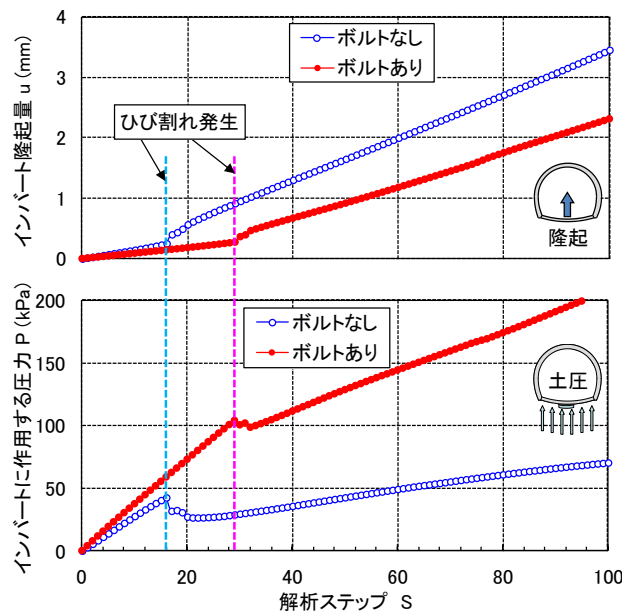


図-5.22 インバートの隆起量と作用地圧

図-5.23 に解析ステップ $S = 100$ におけるボルトなしのケース、ありのケースそれぞれの最大主ひずみコンター図を、変形量を5倍に拡大して示す。これより、ボルトなしではインバート中央で最大主ひずみ（引張ひずみ）が大きく、ひびわれが発生していることが分かる。また、ボルトありでは、ボルトが高密度に存在するインバート中央部を避けてひびわれが発生していることが分かる。模型実験においても、写真-5.19 に示したとおり、インバート上部ではボルト打設位置を伝ってひびわれが進展したものの、下部では、図-5.23 b)と同様に中央寄りと側壁寄りのボルトの間にひびわれが発生している。なお、数値解析では側壁とインバートとの接合部にひびわれが発生しているが、模型実験においてはこれは確認されなかった。模型実験においては、剛結とならないように、ビニールテープを側壁脚部に貼り、インバートと側壁脚部との3 mm程度の隙間を低粘度のエポキシ樹脂で充填した構造であったが、その接合部は弱点とはならなかった。

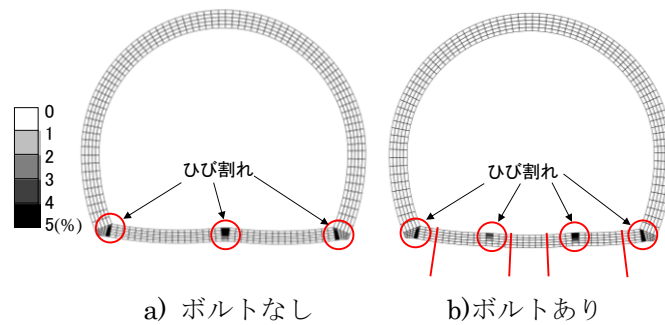


図-5.23 最大主ひずみコンター図 ($S=100$, 変形を5倍して表示)

図-5.24 に、縦軸をインバート上面からの深度とした地中変位分布 ($S = 100$, インバート中央位置) の解析結果を示す. インバートの厚さが 10 mm あり, インバート上面から $10 \sim 60 \text{ mm}$ の範囲が膨張モルタルの領域である. トンネル近傍で変位が発生し, 深部においてはほとんど変位していないという, 実際の変状トンネルの地中変位計測結果^{たとえば 10)}でよく得られるような傾向となっている. ボルトありの方が, 膨張モルタル範囲の変位が抑制されていることが分かる.

図-5.25 にボルトの軸力分布を示す. 図-5.24 の地中変位分布と併せて考えると, 実際に地中で隆起が発生している部分では, 付着強さが低く, 定着が十分取れないため軸力の変化は小さくなく, インバート上面のボルト頭部が上に引っ張られるため, 模擬地山の範囲, すなわちインバート上面から $-60 \sim -110 \text{ mm}$ の定着が取れる範囲で引抜き試験時のような軸力分布になっていることが分かる.

図-5.26 にボルトの最大軸力の推移を示す. 図-5.26 より, 中央寄りのボルトの方が軸力の増加ペースが速く, インバートのひびわれ時には中央寄りのボルトで軸力が急増していることが分かる. この軸力の急増によって, インバートの急激な隆起, インバートに作用する圧力の急激な低下を防いでいると考えられる. なお, 図-5.26 より, 中央寄りのボルトでステップ 32 から, 側壁寄りのボルトでステップ 52 からボルト全長で付着切れが発生している.

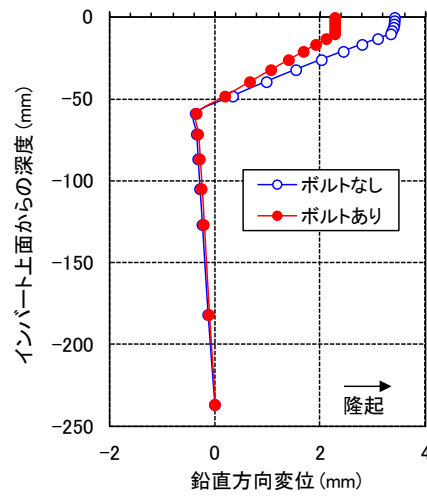
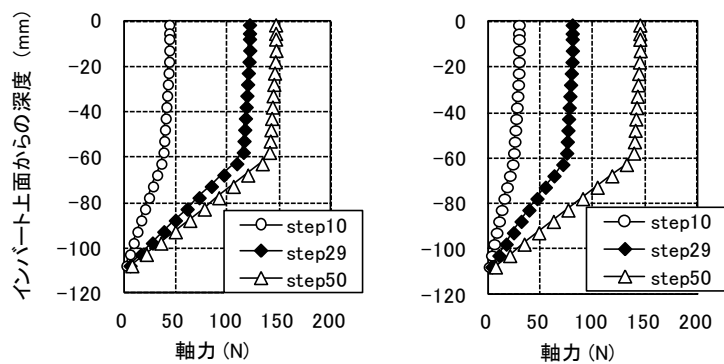


図-5.24 インバート下の地中変位分布



a) 中央寄りのボルト

b) 側壁寄りのボルト

図-5.25 ボルトの軸力分布

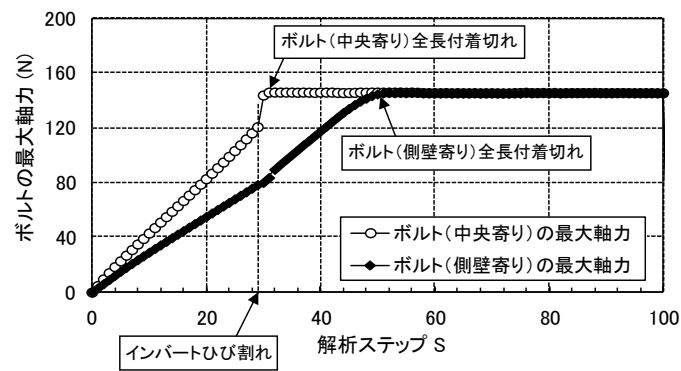


図-5.26 ボルトの最大軸力の推移

5.6 実トンネルの補強を想定した数値解析

前章では、模型実験の都合上、ボルトが打設された状態で地圧が作用してインバートが隆起する状況をモデル化して解析手法の妥当性を確認した。しかし、本研究は本来、供用開始後にインバートに変状が発生し、隆起がある速度で徐々に進行しているような状況で打設するロックボルトを対象としている。そこで本章では、実トンネルサイズで、インバートに地圧が作用し、変状が発生してからロックボルトを打設する状況をモデル化し、ボルトの本数や長さ、径といった仕様の違いがボルトの効果に与える影響について検討することとする。

5.6.1 解析条件

解析モデルは新幹線トンネルの実大サイズを想定して図-5.20の50倍の大きさのものを使用した。ただし、奥行き方向については、ボルトの奥行き方向打設間隔1 mが標準と考え、1 mのモデル化としている。

解析に使用する物性値については、基本的には模型実験と同じ物性値としているが、ボルトについては引抜き試験から決定することができないため、表-5.7のように設定した。ここで、 k_g 、 c_g については、式(5.2)、式(5.3)で算出¹¹⁾した。

$$k_g = \frac{2\pi G}{101 \text{ nl} \left(\frac{2t}{D} \right)} \quad (5.2)$$

$$c_g = \pi(D + 2t)\tau_{peak} \quad (5.3)$$

ここで D はボルト径、 t は定着材厚さであり、標準のケースで $D=25 \text{ mm}$ 、 $t=20 \text{ mm}$ としている。 G は定着材のせん断弾性係数であり、一般的な値として 8750 MPa としている。 τ_{peak} は地山のせん断強さとして設定している。

その他境界条件等、基本的に模型実験の数値解析と同じであるが、模型実験では1ステップ $0.5 \text{ }^\circ\text{C}$ ずつ、100ステップ温度上昇させたのに対して、本章では、より実際に問題となりやすい変位レベルに着目するために、1ステップ $0.25 \text{ }^\circ\text{C}$ ずつ、100ステップ温度上昇させた。これは完全拘束の場合の膨張圧換算で 250 kPa に相当する。

解析ケースを表-5.8に示す。曲率半径というのはインバートの曲率半径を示す。ボルト本数は1断面あたりのボルト本数のことであり、4本というのは前章と同じ配置、6本というのは、中央寄りのボルトと側壁寄りのボルトの中間位置（新幹線トンネルの場合、レール間の中心位置に相当）にもボルトを打設した場合である。打設ピッチはトンネル軸方向の打設間隔であり、打設間隔 0.5 m のケースは、奥行き方向 1 m に、2断面のボルトをモデル化している。ボルト直径は式(5.2)、式(5.3)の D の値であり、 $D=50 \text{ mm}$ とした時は、 t についても2倍の 40 mm としている。プレストレス 50 kN のケースは、まずボルトをモデル化し、インバート部および膨張域の k_g を0として、定着部でのみ定着している状態で、インバートで反力を取りつつボルト頭部を 50 kN の荷重で引き上げ、その後ボルト頭部と

インバートとの相対変位を発生させないようにすることでベースプレートをモデル化する、という手順で実際のプレストレスの導入に則した表現としている。

なお、ケース4以降は、変状が発生し、インバートの隆起が30 mmに達した時点で対策工として下向きロックボルトを施工することを想定しており、ケース4, 5, 6はそれぞれケース1, 2, 3において、ケース7~12はケース1においてインバート隆起量が30 mmに到達した時点で下向きロックボルトの対策をしたケースである。

表-5.7 実トンネルサイズの数値解析に使用したボルト物性値

	項目	解析入力値
ボルト	弾性係数 E (GPa)	210
	単位長さ当たりのせん断ばね剛性 k_g (MN/m ²)	5750
	単位長さ当たりの付着強さ c_g (kN/m)	30.6
	グラウトの摩擦角 ϕ_g (°)	0

表-5.8 解析ケース

	曲率半径(m)	ボルト本数(本)	打設ピッチ(m)	ボルト直径(mm)	ボルト長さ(m)	プレストレス(kN)
ケース1	13.5	0	-	-	-	-
ケース2	10	0	-	-	-	-
ケース3	20	0	-	-	-	-
ケース4	13.5	4	1.0	25	5.5	0
ケース5	10	4	1.0	25	5.5	0
ケース6	20	4	1.0	25	5.5	0
ケース7	13.5	6	1.0	25	5.5	0
ケース8	13.5	4	0.5	25	5.5	0
ケース9	13.5	4	1.0	50	5.5	0
ケース10	13.5	4	1.0	25	8	0
ケース11	13.5	4	1.0	25	5.5	50
ケース12	13.5	6	0.5	50	8	50

5.6.2 解析結果

(1) 曲率半径とボルトの作用について

解析結果として、まずケース1からケース6の曲率半径を変えた場合について、図-5.27にインバート変位量を、表-5.9に図-5.27を隆起速度や抑制された変位量の観点からまとめたグラフを示す。図-5.27より、ボルトなしのケース1~3については、曲率半径が小さい程、ひびわれの発生時期およびインバートの変位量が30 mmに到達する時期が遅いことが分かる。表-5.9より、総隆起量30 mm到達以降の隆起速度は、ボルトなしの場合、曲率半径が大きい程大きい、ボルトありの場合には付着切れまでの隆起速度は曲率半径によらずおよそ一定であることが分かる。一方で付着切れ後の隆起速度はボルトなしのケ

ースと同程度となっている。これは模型実験で得られた図-5.16の結果、すなわち、ある程度隆起が発生して以降のボルトあり、ボルトなしのケースの隆起速度は同程度であるという結果と対応する。

このことに関する考察のため、ケース1とケース4について、横軸をインバートの変位量、縦軸をインバートに作用する圧力で整理するしたグラフを図-5.28に示す。以下、このグラフの傾きをインバートの剛性と呼ぶこととすると、ケース4は付着切れ後に傾きが小さくなっており、インバートの剛性が大きく低下していることが分かる。また、インバートの変位量50 mmから70 mmの間でのインバートの剛性はケース1とケース4でほとんど差がないことが分かる。すなわち、確かにボルトがあることで地山に大きな内圧を与えてはいるものの、一定の荷重増加に対する変位増分は、付着切れ後においてはボルトの有無で差がなく、これにより付着切れ後には隆起抑制効果が現れなかったと考えられる。

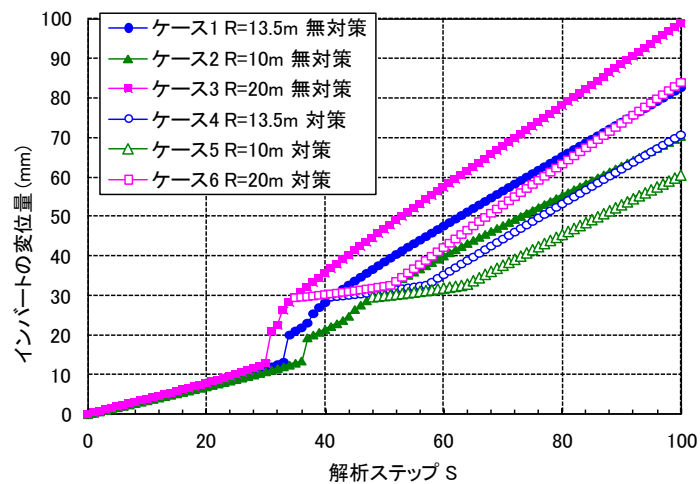


図-5.27 インバート変位量（曲率半径の影響）

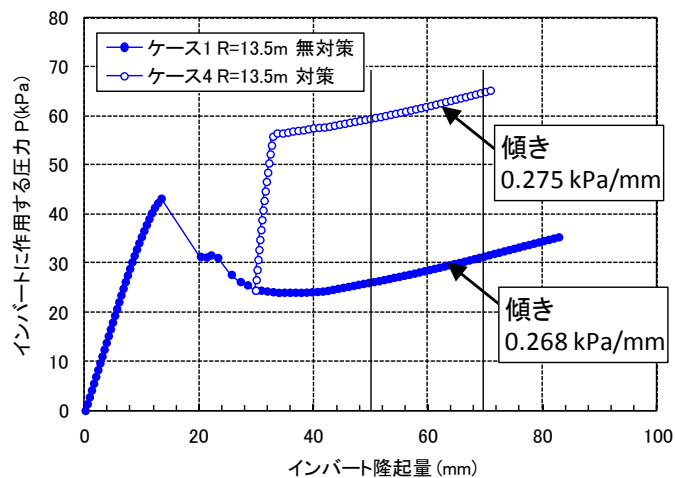


図-5.28 インバートの隆起量と作用する圧力の関係

表-5.9 インバート隆起速度（曲率半径の影響）

	ケース 2	ケース 1	ケース 3	ケース 5	ケース 4	ケース 6
曲率半径(m)	10	13.5	20	10	13.5	20
対策(ボルト)	なし	なし	なし	あり	あり	あり
隆起量 30mm 到達以降の 隆起速度 (mm/ step)	0.78	0.89	1.05	付着切れ前 0.16 付着切れ後 0.76	付着切れ前 0.15 付着切れ後 0.88	付着切れ前 0.16 付着切れ後 1.03

図-5.29 にインバートに作用する圧力と解析ステップの関係を示す。ひびわれが発生すると圧力は低下し、ボルトを打設すると、ボルトが付着切れするまでは一定勾配で圧力が上昇していることが分かる。図-5.27、図-5.29 の結果を一覧表としてまとめたものを表-5.10 に示す。無対策のケースのその時点での隆起速度（図-5.27 の傾き）を a ，対策ありのケースのその時点での隆起速度を b としたとき、 $a/(a-b)$ を路盤隆起抑制率としている。

表-5.10 より、隆起速度抑制率という観点では、付着切れまでは曲率半径が大きい程大きいことが分かる。これは曲率半径が大きいほど、インバートの剛性は小さいので、相対的にボルトによる剛性増加の寄与度が大きくなるためであると考えられる。また、ボルト全長で付着切れとなるステップ数、すなわち、ボルトが効果を発揮できる期間は曲率半径によらずボルト打設後 16 ステップであった。よって、ボルトにより抑制された総隆起量は、曲率半径が大きい程大きくなっている。ボルトにより増加したインバートに作用する圧力は曲率半径によらず約 31 kPa であった。言い換えれば、たとえば曲率半径 13.5 m の場合、31 kPa の内圧を与えることができるロックボルトとすれば、16 ステップの期間、隆起速度を 83 % 抑えることができるといえる。

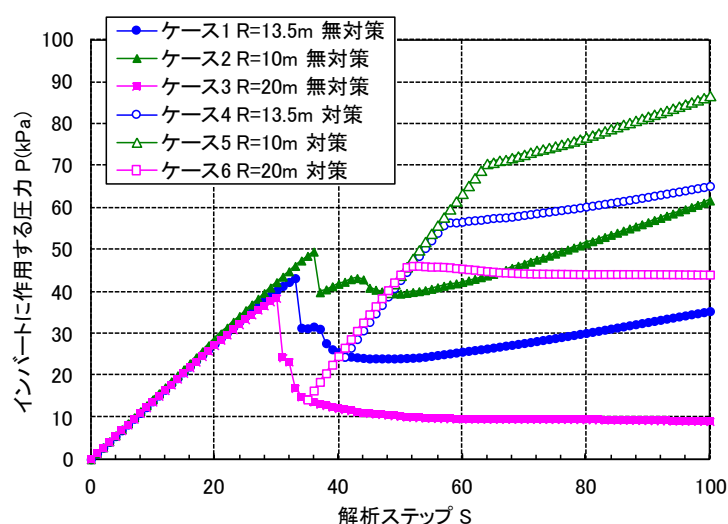


図-5.29 インバートに作用する圧力（曲率半径の影響）

表-5.10 ボルトの効果のまとめ

	ケース 5	ケース 4	ケース 6
曲率半径 (m)	10	13.5	20
対策 (ボルト)	あり	あり	あり
ボルトによる 隆起速度抑制率	付着切れ前 79% 付着切れ後 3%	付着切れ前 83% 付着切れ後 1%	付着切れ前 85% 付着切れ後 2%
ボルト全長で付着切れとなる ステップ数	16	16	16
S=100 までにボルトにより 抑制された総隆起量 (mm)	9.8	11.9	14.9
ボルトにより増加したイン バートに作用する圧力 (kPa)	31	31	31

なお、今回の検討の横軸としている解析ステップ S は、対策工を検討するトンネルの隆起速度の計測データがあれば、 S を時間に換算できると考えている。すなわち、曲率半径 13.5m の場合で、対策工打設前に実トンネルで a (mm /年) (一定と仮定) という変位速度の計測データが得られた場合、表-5.9 より対策工なしの変位速度は 0.89 (mm /step) であるので、解析ステップ S は、式(5.4)のように時間 t (年) に換算できる。

$$t = \frac{0.89}{a} S \quad (5.4)$$

(2) ボルトの高仕様化の効果について

つづいて、さらに隆起速度抑制率を上げたい場合、さらに長期間にわたって隆起速度抑制効果を期待したい場合を想定して、ボルトの高仕様化（本数、打設間隔、径、長さ、プレストレス）について検討する。

図-5.30 にインバートの変位量について、ケース 1, 4, およびケース 7~12 の解析結果を示す。結果は解析ステップ 30~80 の範囲のみを抜き出して示している。図-5.30 より、断面当たりの本数増加、奥行き方向の打設ピッチを短くすること、径を太くすることで、付着切れまでの隆起速度抑制率が大きくなるとともに、ボルトが効果を発揮できる期間も長くなっていることが分かる。また、ボルト長を長くすると、隆起速度抑制率は大きくなりませんが、効果を発揮する期間は長くなることが分かる。プレストレスを与えた場合は、本解析では、一時的にインバートが押し下げられるものの、その後の隆起速度はプレストレスを導入しない場合よりもむしろ大きくなっている。そして、結果としてプレストレスを導入しない場合と同じ状態となった。一般的にロックボルトに即効性を持たせたい場合にプレストレスを導入するが、今回のモデル化ではそのような結果にはならなかった。これは、モデル化した隆起現象が、地山の破壊に伴う隆起ではなく地山の膨張に伴う隆起であるためと考えられる。

実際にはボルトにプレストレスを導入することにより、トンネル近傍の地山に圧縮力を与え、応力状態が安定化する等の効果により、地圧の発生自体を抑える効果が得られることも考えられる。よって、実際問題としてプレストレスを導入した方が対策後の隆起速度が抑制できる場合もあればそうでない場合もあり、スクイー징（地山の破壊に伴う押し出し）に対してはプレストレスの導入が有効な場合も多いと考えられる。一方で、どちらにしてもプレストレスを導入することで、付着切れに至るまでの期間は短くなるので、恒久対策として適用する場合でプレストレスを導入する場合には十分に定着が取れるように設計する必要があるといえる。なお、ケース12のように、ボルトを高仕様にした場合にはほぼ完全に隆起が抑えられ、恒久対策とみなせる結果が得られた。

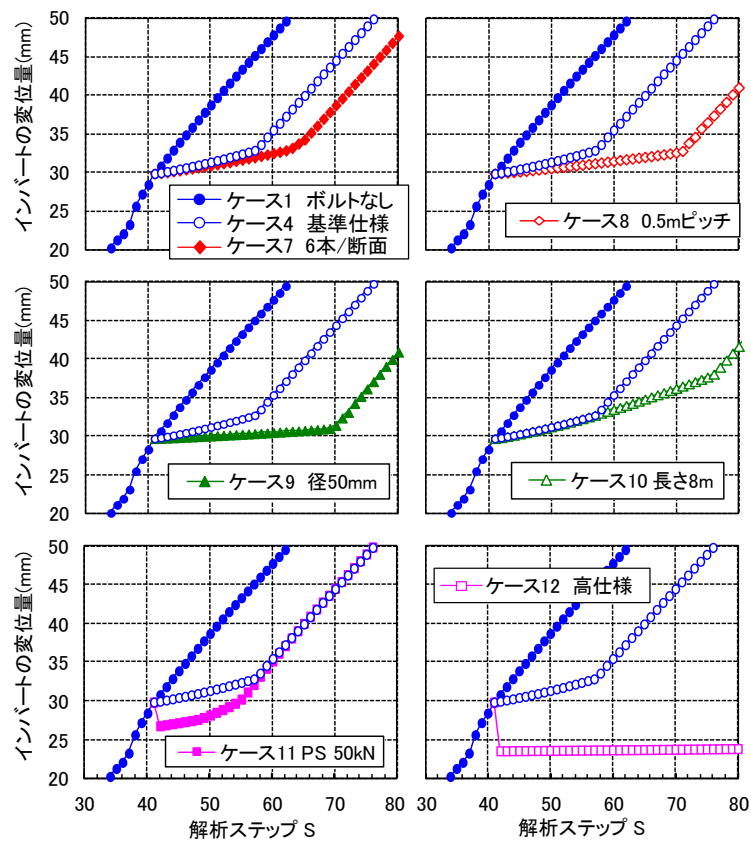


図-5.30 インバート変位量（ボルト仕様の影響）

図-5.31 にインバートに作用する圧力について示す。隆起抑制率が高いほど、1 ステップあたりの圧力増分が大きいことが分かる。

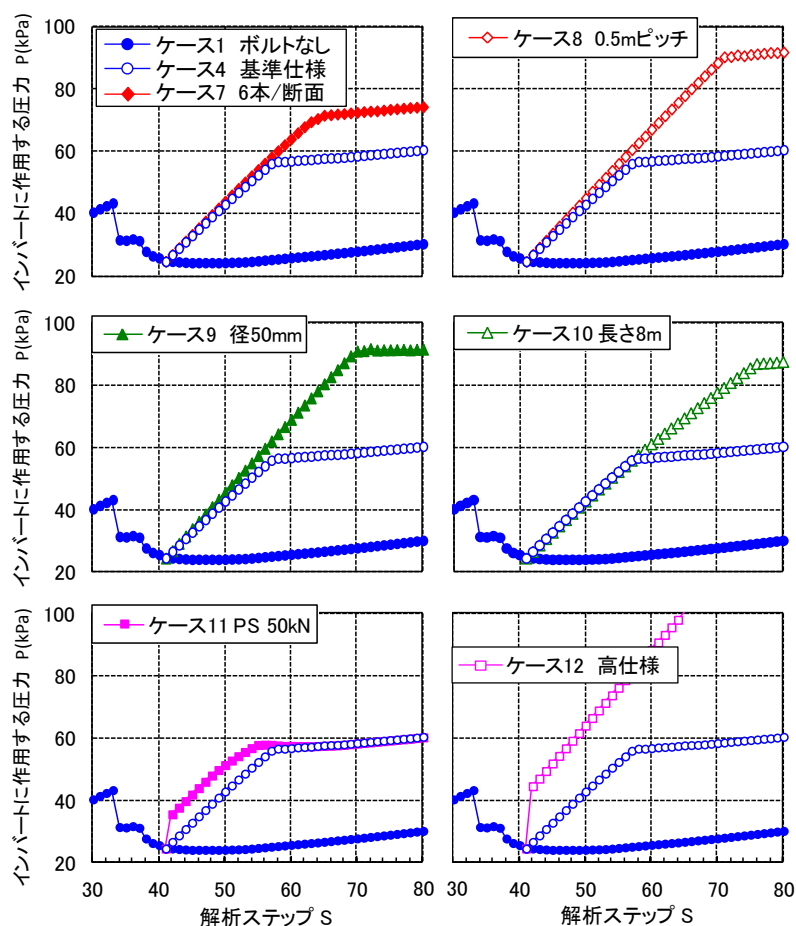


図-5.31 インバートに作用する圧力（ボルト仕様の影響）

図-5.32 に各ケースの中央寄りのボルトの軸力分布を示す。S = 50 の軸力分布を見ると、ケース7とケース8の軸力はケース4よりも小さく、ボルト本数を増やすことで1本当たりの軸力は小さくなっていることが分かる。ケース4, 7, 8でS = 70, S = 90では軸力に差がなく、ボルト全長で付着切れしている状態であることが分かる。また、ボルト径を太くする、ボルトの定着長を長くすることにより、ボルトが発揮できる軸力の最大値が大きくなっていることが分かる。なお今回、ボルトの降伏強さを一般的な値として400 MPaとして計算したが、今回の解析の場合は、全ケースにおいて、ボルトの降伏よりも前に定着材と地山の間での付着切れが発生したため、ボルトは降伏しなかった。

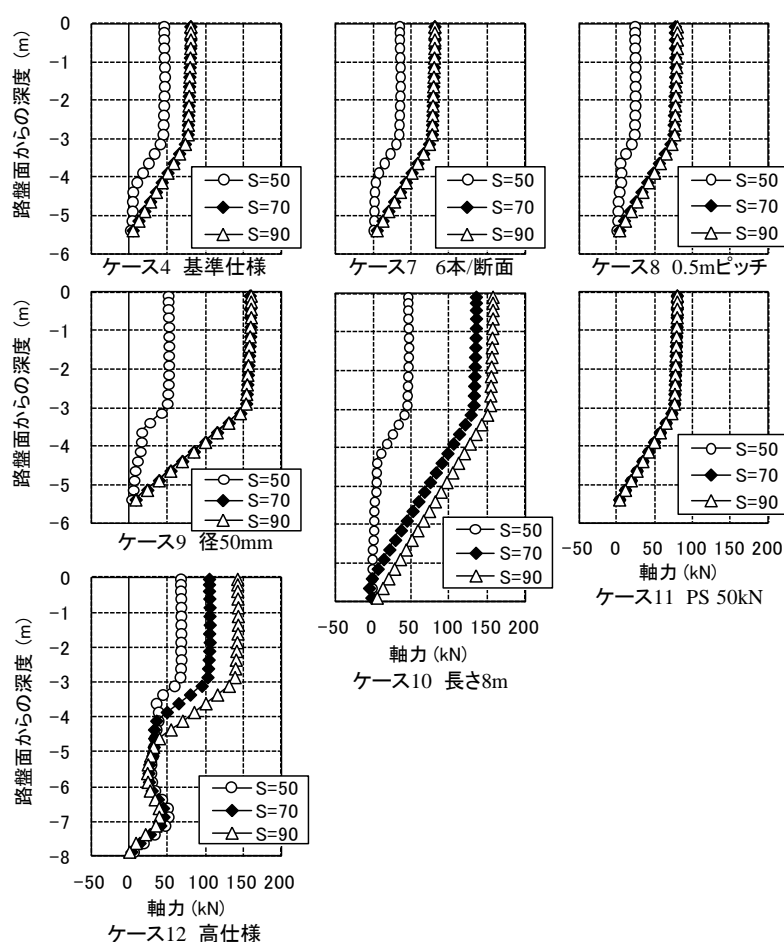


図-5.32 ボルトの軸力分布

ボルトの高仕様化の効果を以下にまとめる。

本数を増加した場合には、ある隆起量に対する抵抗力が強くなるため、インバートの剛性が向上することとなり、隆起速度抑制効果が得られ、1 本当たりの軸力負担が軽減することにより、効果を発揮する期間も長くなると考えられる。

径を増加させた場合は、ある隆起量に対する抵抗力が強くなるため、インバートの剛性が向上することとなり、隆起速度抑制効果が得られ、径が大きいことでボルトが発揮できる軸力の最大値が大きくなるため、効果を発揮する期間も長くなると考えられる。

長さを長くした場合には、ある隆起量に対する抵抗力は変わらないので、長くすることによるインバートの剛性の向上はなく、隆起速度抑制効果は変わらないが、長さが長いことでボルトが発揮できる軸力の最大値が大きくなるため、効果を発揮する期間も長くなると考えられる。

プレストレスを導入した場合には、その導入時にボルトの軸力が増加するため、その後の隆起に対する抵抗は十分に出来なくなるため、隆起速度抑制効果は低下する結果となった。

5.6.3 ロックボルトの効果の評価と作用メカニズム

本章では、インバートに地圧が作用し、インバートの隆起、ひびわれが発生してから、対策工として下向きのロックボルトを打設する状況をモデル化し、インバート曲率半径、ボルトの本数や長さ、径といった仕様の違いがボルトの効果に与える影響について、数値解析により検討した。

従来は、図-5.33 のように対策工の効果をトンネルの耐荷力で評価することが多かったが、今回の検討では、横軸を時間経過と比例的に対応する解析ステップで評価することにより、隆起速度抑制効果というトンネル維持管理の実務で扱いやすい指標によりボルトの効果を評価できた。本章においても、模型実験と同様に横軸が時間経過とみなせることから、ひびわれ発生やロックボルトを施工したときの作用地圧や変位の変化について実務と繋げて理解しやすい結果が得られたと考える。たとえば、本解析結果から、ボルトによる対策工を実施し、隆起速度抑制効果が現れた場合でも、しばらくすると同程度の隆起速度で再変状する可能性もあることが分かり、ロックボルト施工後も変位計測を継続することが重要であることが確認された。

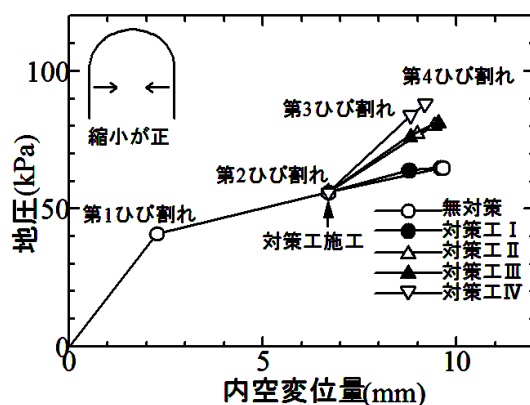


図-5.33 従来の対策工効果の評価図¹⁴⁾

スウェリングを想定した本検討におけるロックボルトの作用メカニズムとしては、図-5.34 に示すように、ボルトがない場合はインバート下地山の膨張がそのまま隆起として現れるが、ボルトがある場合には、インバートの剛性が増加するため、地圧が作用しても剛性が高い分、変位として現れる量は小さくなるものと考えられる。

ロックボルトの作用メカニズムとしては、本解析では、いわゆる内圧効果¹⁵⁾、すなわち内圧により、トンネル周辺地山の塑性化を抑え、隆起が抑制されたわけではない。これは、プレストレスにより内圧を与えた場合にも隆起速度抑制効果は得られなかったことから分かる。今回のロックボルトの作用メカニズムとしては、内圧効果ではなく、インバートの増打ち等の直接的な補強工と同じく、インバートの見かけの剛性を向上させる効果であったと考えられる。ただし、ロックボルトはインバートの増打ちと比較すると内空をあま

り阻害せず，施工性もよいものの，付着切れが発生した後は剛性向上効果はあまり得られないと考えられる。

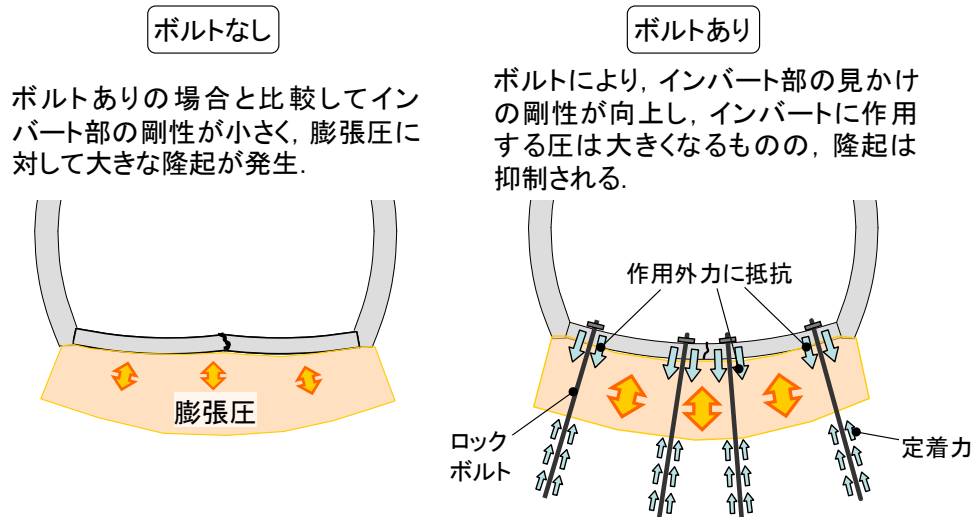


図-5.34 路盤隆起とロックボルトの作用のメカニズム

5.7 まとめ

本章では，吸水膨張を想定した路盤隆起を再現する模型実験を実施した．また，吸水膨張を想定した数値解析を実施し，インバートの効果や下向きロックボルトの本数，径，長さといった諸元が路盤隆起抑制効果に与える影響を検討した．本章で得られた結果を以下にまとめる．

- 1) 膨張モルタルを使用した模型実験の結果，時間とともに持続的に進行する隆起現象が表現でき，ボルトによるインバート隆起の抑制効果を把握した．
- 2) 膨張モルタルを使用した模型実験の結果，ボルトによる隆起速度の低減効果はある程度隆起が進行すると確認できなくなったが，変位が急激に進行することを抑制する効果は最後まで継続した．
- 3) 模型実験の数値解析の結果，ひびわれ発生時にはボルトの軸力が急増することにより，インバートの急激な隆起，インバートに作用する地圧の急激な低下を防いでいることが分かった．
- 4) 実トンネルの補強を想定した数値解析の結果，インバートの曲率半径が大きく，インバートの剛性が小さい場合の方がボルトによる変位の抑制効果は大きいことが分かった．
- 5) ボルトの本数増加，径の増加により，ボルト打設後の変位速度抑制率が向上し，ボルトが効果を発揮する期間も長くなることが分かった．
- 6) ボルト長を長くすると，隆起速度抑制率は大きくならないものの，効果を発揮する期間は長くなることが分かった．

- 7) プレストレスの導入は、地山の応力状態を安定化させ塑性化を抑制する「内圧効果」を期待する場合には有効であると予想されるが、「インバート剛性の向上効果」はプレストレスの導入により低下することが分かった。
- 8) スウェリングによる路盤隆起に対して、下向きロックボルトは、インバートの見かけの剛性を向上させ、隆起を抑制することが分かった。

本章により、下向きロックボルトは地山の塑性化による路盤隆起に対してだけでなく、地山の吸水膨張による路盤隆起にも効果的であることが明らかとなった。その作用メカニズムは、地山の塑性化に対しては主に路盤部地山を補強しせん断帯の発生・拡大を防ぐこと、吸水膨張に対しては主にインバート部の見かけの剛性を向上させることにより路盤隆起を抑制するというものであるということを示した。また、下向きロックボルトの仕様が路盤隆起抑制効果に与える影響も第4章と第5章で極端に変化するものではないことが明らかとなった。しかし、第4章と第5章により、スクイージングによる路盤隆起とスウェリングによる路盤隆起に対する下向きロックボルトの作用メカニズム、期待する効果が明らかとなっており、路盤隆起メカニズムが明らかな場合には第4章と第5章により得られた下向きロックボルトの仕様が路盤隆起抑制効果に与える影響に関する基礎的な知見が有用であると考ええる。

一方で、第3章で示した通り、実トンネルの路盤隆起のメカニズムはスクイージングかスウェリングかを明瞭に判断できる場合は少なく、また、第3章の全事例で地山強度比が小さかったことから想像されるように、基本的には地山の強度低下に伴うスクイージングに起因して路盤隆起が発生するケースが多いものと考えられる。よって、以降の章では、地山の強度低下によって発生する路盤隆起を対象として数値解析的に検討する。まず、第6章では実際の路盤隆起トンネルを対象とした再現解析を実施し、下向きロックボルトやインバートの打替えといった対策工の効果について予測解析を実施する。

参考文献

- 1) 嶋本敬介, 野城一栄, 小島芳之, 塚田和彦, 朝倉俊弘: 地山の吸水膨張による山岳トンネルの路盤隆起現象とその対策工に関する研究, 土木学会論文集 F1 特集号, Vol.68, No.3, pp.65-79, 2012.
- 2) 仲野良紀: 膨張性地山の実態, トンネルと地下, Vol.6, No.10, 1975.
- 3) アイダンオメール, 赤木知之, 伊東孝, 川本眺万: スクイーピング地山におけるトンネルの変形挙動とその予測方法について, 土木学会論文集Ⅲ, No.448, pp.73-82, 1992.
- 4) 石田良二: スメクタイトを含む軟岩の諸性質および劣化に関する基礎的研究, 早稲田大学学位論文, 1995.
- 5) 鈴木哲也, 岩渕武, 林満, 森田英俊: 変質した地山中のトンネルにおける変状調査と対策, 開発土木研究所月報, No.449, 1990.
- 6) 星野寔, 小林雄一, 吉田保: 岩石の吸水膨張とその地質工学的意義, 応用地質, Vol.13, No.2, pp.16-18, 1972.
- 7) 奥井裕三, 鶴原敬久, 太田裕之, 佐久間智, 中田主税: 盃山トンネルに発生した急激な路面隆起変状の計測および解析による変状メカニズムの考察, トンネル工学報告集, Vol.19, pp.173-180, 2009.
- 8) 江守一郎, D.J. シューリング: 模型実験の理論と応用, 技報堂, 1973.
- 9) 小島芳之, 吉川和行, 野城一栄, 野間達也, 朝倉俊弘, 土屋敬: 上部地盤の载荷がトンネル覆工に及ぼす影響に関する模型実験, 土木学会論文集, No.729, pp.73-86, 2003.
- 10) 原田哲夫, 副田孝一, 出光隆, 渡辺明: 静的破碎剤の膨張圧測定法と膨張圧の諸性質: 土木学会論文集 V, No.478, pp.91-100, 1993.
- 11) ITASCA Consulting Group, Inc. : FLAC^{3D} Version 4.0 Structural Elements, 2009.
- 12) ITASCA Consulting Group, Inc. : FLAC^{3D} Version 4.0 Theory and Background, 2009.
- 13) 朝倉俊弘, 小島芳之, 安東豊弘, 佐藤豊, 松浦章夫: トンネル覆工の力学挙動に関する基礎的研究, 土木学会論文集Ⅲ, No.493, pp. 79-88, 1994.
- 14) 鉄道総合技術研究所: 変状トンネル対策工設計マニュアル, p.227, 1998.
- 15) 土木学会: トンネル標準示方書 [山岳工法]・同解説, p.80, 2006.

第6章 強度劣化モデルによる実トンネルの路盤隆起の評価

本章においては、実際に路盤隆起が発生したトンネルの再現解析を実施し、さらに路盤隆起が発生した状態に対して、下向きロックボルトやインバートといった対策工を実施した場合、変状をどの程度抑制できるかについて検討する¹⁾。路盤隆起は地山の強度低下によって発生すると考え、強度劣化モデルで表現する。

6.1 再現解析対象トンネルの概要

検討対象とした A トンネルは NATM により建設された新幹線複線断面のトンネルである。工事誌によれば、地質は新第三紀の凝灰角礫岩が主体である。掘削はほぼ全線にわたりミニベンチカット工法により行われ、一部地質不良区間のみ上半先進工法により掘削が進められている。支保パターンはほぼ全線にわたり軽めの支保パターン（ロックボルト 3 m × 6 本、吹付けコンクリート厚 10 cm）が採用されていることや、インバートではなくりょう盤コンクリート構造が採用されていることから、建設時には地山状況は比較的良好と判断されたと考えられる。

このトンネルにおいて、いくつかの区間で路盤隆起が確認されており、今回対象とした変状区間では、約 1.1 mm/年という緩慢な速度で隆起が進行している。この区間の土被りは約 200 m である。図-6.1 に軌道検測車により計測した隆起量の経時変化を示す。

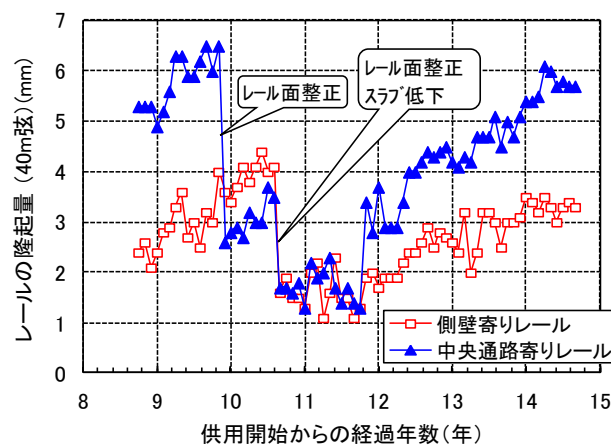


図-6.1 隆起量の経時変化

6.2 解析モデル

図-6.2 に解析モデル図を示す．本論文のトンネル変状解析においては，トンネル周辺地山の Mohr-Coulomb の降伏条件に従う強度劣化モデルを用いて行う．

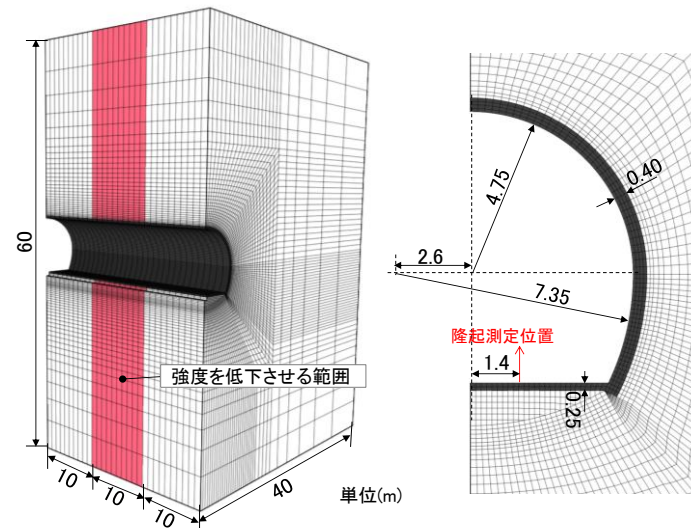


図-6.2 解析モデル

図-6.3 に強度劣化モデルの概念図を示す．図の上段は Mohr の応力円による概念図，下段は地山で起こる現象の模式図を示している．

地山の強度定数，すなわちせん断強さ c と内部摩擦角 ϕ が，ピーク強度時のもの (c_{peak}, ϕ_{peak}) から時間と共に低下すると仮定する．今，圧縮を正として，ある地点の地山要素のピーク強度時の最大主応力と最小主応力が $\sigma_{1,peak}, \sigma_3$ で表されるとし (①)， σ_3 は一定に保たれるとすれば，強度定数が低下することで新たな破壊条件に見合うよう最大主応力が σ_1' に低下する (②)．これにより応力再配分が行われ (③)，新たな地山の降伏領域が生じる (④)．したがって，このモデルを用いることで，地山の強度劣化に伴ってトンネル覆工に作用する塑性圧の経時的な増加と，それに追従するトンネルの経時的な変形挙動を解析によって表現することができる．

強度劣化モデルは，トンネルの継続的な変状の進行を段階的な静的解析の連続によって表現するものであるともいえる．つまり，変状の進行をそれを引き起こす外因の段階的な増大によるものと捉え，段階ごとに静的解析を行って，それを繋げて時間連続的なトンネルの変状進行をシミュレートするものである．実トンネルの変状進行の要因としては地山強度の低下が主因である場合が多いとは考えられるが，必ずしも地山の強度低下だけが原因で変状が進行しているわけではなく，様々な要因が複合的に作用して変状が進行している場合が多い．強度劣化モデルでは，その要因を全て強度低下で表現することとなるため，実際よりも強度を低下させないと実際の変状レベルに達さないこともあるが，実際の変状に近い現象を表現する一つの手法として本章では強度劣化モデルを採用する．

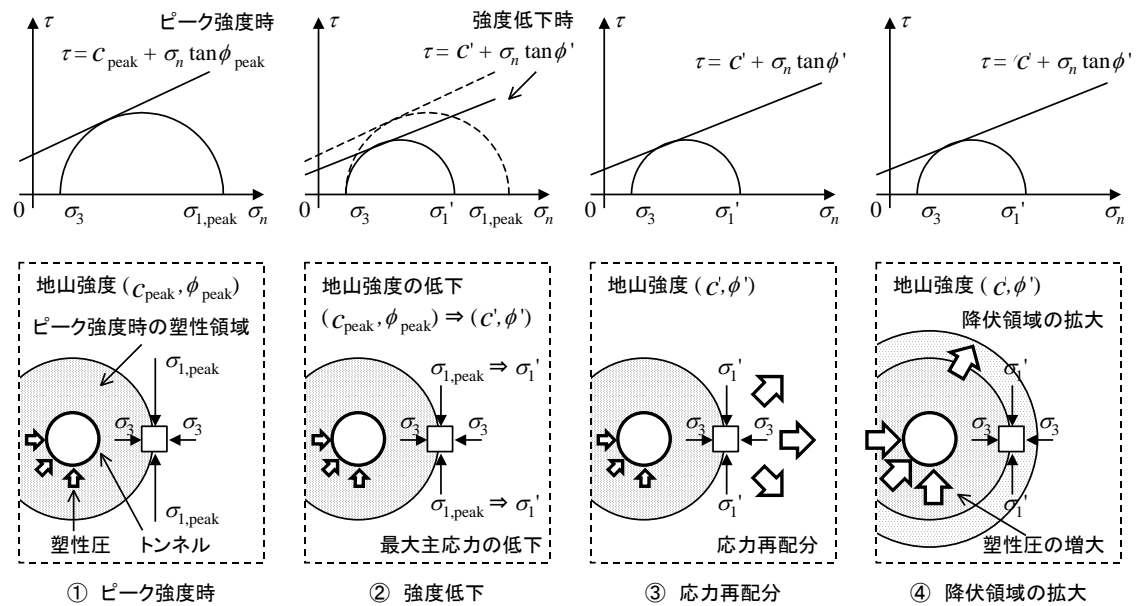


図-6.3 強度劣化モデルの概念図

本解析の入力物性値を表-6.1に示す。地山はMohr-Coulombの破壊規準に従う弾完全塑性体としてモデル化した。地山の強度の初期値は、路盤隆起が生じない最小の強度として設定した。他の物性値は軟岩における一軸圧縮強さと各種の物性値の相関関係^{2),3)}を参考にして、表-6.1のように設定した。地山の強度はせん断強さ c のみを低下させた。

表-6.1 地山, コンクリートの解析入力物性値

	地山	コンクリート
変形係数 $E(\text{MPa})$	600	22,000
ポアソン比 ν	0.32	0.2
粘着力 $c(\text{MPa})$	初期: $c_0=1.39$ 最終: $c_r=0.39$	6.35
内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	30	30
引張強さ $\sigma_t(\text{MPa})$	0.6	1.75 引張破壊後 0.03

表-6.2 ボルトの解析入力物性値

項目	単位	物性値
弾性係数	E GPa	210
単位長さ当たりのせん断ばね剛性	k_g MN/m ²	5750
単位長さ当たりの付着強さ (kN/m)	c_g kN/m	408kN/m (地山の c が2.0MPaの時)
グラウトの摩擦角	ϕ_g $^{\circ}$	0
降伏応力	σ_t MPa	407

A トンネルにおいて、特に隆起が発生しているのは、10 m 程度の区間であったため、図-6.2 に示すように、トンネル線路方向で特に中央の 10 m 区間について地山の強度を低下させることとした。

ボルトのモデル化には Cable 要素⁴⁾を使用した。ボルトの入力物性値を表-6.2 に示す。ボルトと地山の間で作用するせん断力が付着強さ c_g を超えると、すべりを生じるモデルとなっている。ここで、Cable 要素の付着強さ c_g は周辺要素のせん断強さに依存するモデルとなっており、地山のせん断強さは徐々に低下させることから、それに伴いボルトの付着強さ c_g も低下させている。ベースプレートは、Cable 要素の頭部と路盤コンクリートの上面との間に相対変位が発生しないようにすることで表現している。

解析結果はせん断強さ低下の解析ステップとそのステップにおける変位などの物理量として得られるが、実務で対策工の施工時期や対策工の効果を評価する上では、解析結果に時間軸を導入することが望まれる。ここで、3 章で示した通り、路盤隆起量は時間とともに比例的に増加していくことが多く、A トンネルにおいても、図-6.1 に示した通り、中央通路寄りレールで約 1.1 mm/年と一定速度で隆起が進行している。そこで、本研究においては、対策工を実施しない場合、隆起量が 1.1 mm/年の一定速度で進行すると仮定して、解析ステップと実時間を関連付け、解析結果を時間軸で評価することとした。

図-6.4 に解析ケースを示す。ケース 1 は対策なし、ケース 2 は下向きロックボルトによる補強（長さ $L = 5.5$ m, ボルト径 $D = 25$ mm, 削孔径 65 mm, プレストレスなし）、ケース 3 は下向きロックボルトによる補強（長さ $L = 8.0$ m, ボルト径 $D = 35$ mm, 削孔径 72 mm, プレストレス 50 kN）、ケース 4 は、最も大規模な補修として、路盤コンクリートを取り壊してインバートを新設するケースとした。インバートの物性値は覆工コンクリートと同じとしている。ケース 2～4 は、供用開始から 15 年までは無対策で、15 年経過時に対策工を実施するモデルとした。ケース 2、ケース 3 とともに、ロックボルトの奥行き方向の打設ピッチは 1 m とし、強度低下範囲である中央 10 m 範囲にモデル化した。ケース 4 は同じく中央 10 m 範囲において 1 m ずつ路盤部掘削、インバート打設のステップを繰り返してモデル化した。

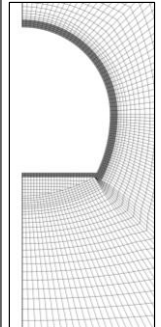
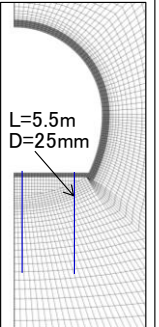
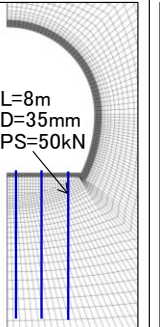
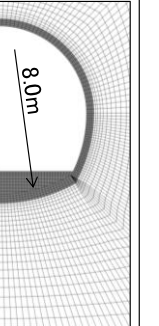
ケース1 対策無し	ケース2 補強ランクⅠ	ケース3 補強ランクⅡ	ケース4 補強ランクⅢ
無対策	ロックボルト 補強量中	ロックボルト 補強量大	インバート打設
			

図-6.4 解析ケース

6.3 解析結果

図-6.5 に路盤隆起量の経時変化について、実トンネルでの計測データと解析結果を比較する。せん断強さ c と時間経過の関係も併せて示している。図-6.5 において、計測データはデータの存在する供用開始から 9～15 年の間のみをプロットしており、図-6.1 の中央通路寄りレールの隆起量からレール面整正やスラブ低下の影響を除去したデータとしている。解析結果の隆起量も、図-6.2 に示した通り、中央通路寄りレール位置の隆起量としている。

図-6.5 より、まずレールの隆起量の計測データがケース 1 とよく一致しており、一定速度で隆起が進行するという仮定が妥当であったことが分かる。また、ケース 2、ケース 3 より、下向きのロックボルトによる路盤隆起の抑制効果が数値解析によっても確認され、さらに補強量が多い程効果が大きい結果となった。ケース 4 では、今までに累積した隆起量がリセットされ、さらに長期的に大きな隆起の抑制効果を発揮していることが分かる。

図-6.6 に水平内空変位量の経時変化について、実トンネルでの計測データと解析結果を比較する。内空変位は縮小を正としている。A トンネルにおいては、路盤隆起量が 1.1 mm/年であったのに対して、内空変位量は季節変動があるものの、平均すれば 0.43 mm/年であった。この路盤隆起と内空変位の比は側圧係数（初期地圧における鉛直方向応力に対する水平方向応力の比）によって調整した。側圧係数が大きいほど、路盤部の応力状態が水平応力卓越となり、路盤部地山の破壊に伴う隆起が発生しやすくなる。今回は側圧係数 1.1 とした時に、計測されたような路盤隆起と水平内空変位の比となり、図-6.6 において、ケース 1 と計測データがよく一致する結果が得られた。ケース 2 では、非常に小さいが水平内空変位の抑制効果が見られる。ケース 3 では対策工施工直後、プレストレスを導入することにより、逆に水平内空変位が若干進行したが、その後はロックボルトにより路盤部が補強されることにより、水平内空変位をやや抑制できている。ケース 4 では 1m ずつではあるが側壁の脚部を取り払ってインバートを施工したため、インバートの施工時に大きな内空変位が発生してしまっている。2 章で示した通り、インバートの新設は、側方にロッ

クボルトなどの対策をしてから実施される事例が多いが、今回の解析では側方のロックボルトはモデル化していない。この結果より、側方のロックボルトが重要であることが分かる。しかし、インバートによりトンネル構造が閉合してからは、水平内空変位はやや抑制されている。

図-6.7に供用開始から15年後の対策工実施から32.4年経過時までの間に発生した最大せん断ひずみのコンター図を示す。ケース1も供用開始から15年以前に発生したひずみは除いて示している。ケース1～3より、対策なしのケースでは路盤下に鋭角のせん断帯が発生しているが、ロックボルトがある場合にはこれが軽減していることが分かる。このことは、模型実験より得られた図-4.23のメカニズムと整合した結果となっている。さらに、インバート打設をしたケース4では、ほとんどせん断ひずみが発生していないことが分かる。

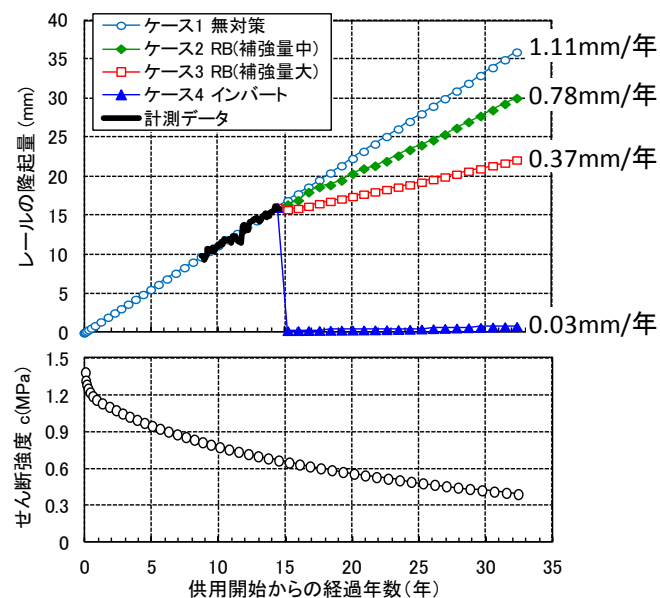


図-6.5 隆起量の経時変化

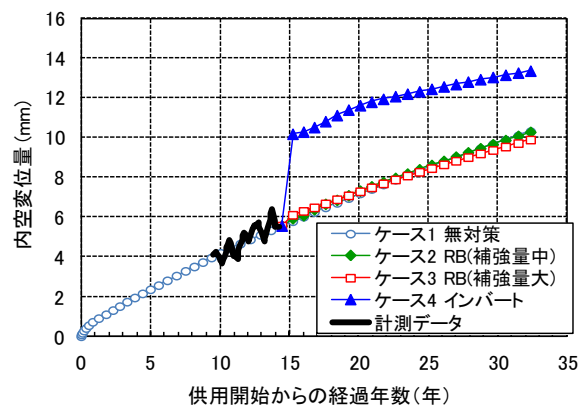


図-6.6 内空変位量の経時変化

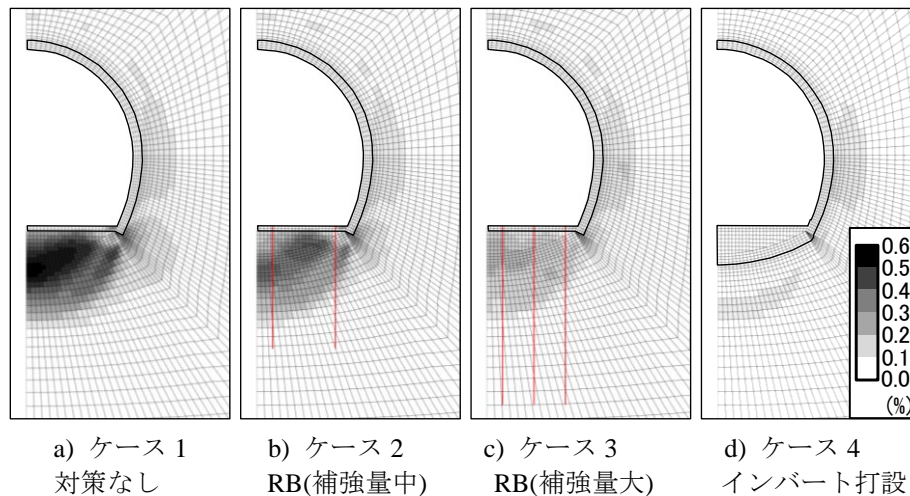


図-6.7 対策工実施後に発生した最大せん断ひずみのコンター図

6.4 まとめ

本章では、数値解析により、路盤隆起対策工の効果を検証した。解析対象としたトンネルでは、現在対策工を施工中であり、監視強化により安全を確保している。本章で得られた結果を以下にまとめる。

- 1) 数値解析により、実際に路盤隆起が発生している新幹線トンネルを対象として変状の再現解析を実施し、対策工効果の予測評価を実施できた。
- 2) 強度劣化モデルによる解析でも路盤隆起発生時に、路盤下にせん断帯が発生するものの、ロックボルトによりこのせん断ひずみを軽減できるという、第4章で得られた結果と整合の取れた結果が得られた。
- 3) 強度劣化モデルにより、インバートのないトンネルの路盤隆起に対する対策工としてインバートを新設する場合の効果を数値解析で表現でき、インバートの新設が路盤部の安定化に極めて効果的であることが分かった。

ただし、本章は、既往の研究の一般的な強度劣化モデルと同様に、指定した範囲の地山のせん断強さを一様に低下させている。しかし、実際には地山の強度低下は全地山で発生するわけではなく、トンネル掘削の影響を受けた範囲、すなわち、掘削の影響を受け、地山が緩んだ範囲で強度低下がしやすいと考えられる。そこで以降の章では、緩みが大きい要素ほど強度低下が大きいとして、要素ごとに強度を低下させることとする。ここで、緩みの大きさというのは建設時の掘削工法や支保が大きく影響する。すなわち、掘削後、早期に重い支保を実施すれば緩みは小さくて済むものの、支保が不十分であれば緩みは大きくなる。そこで次章では、トンネルの逐次掘削解析からモデル化し、建設時の構造や工法の影響も考慮した数値解析を実施する。

参考文献

- 1) 嶋本敬介, 野城一栄, 鈴木尊, 朝倉俊弘: 供用中の山岳トンネルで発生する路盤隆起現象とその対策工の効果, トンネルと地下, Vol.44, No.5, pp.51-59, 2013.
- 2) アイダンオメール, 赤木知之, 伊藤 孝, 川本眺万: スクイーピング地山におけるトンネルの変形挙動とその予測方法について, 土木学会論文集, No.448/III, pp.73-82, 1992.
- 3) 蔣宇静, 江崎哲郎, 横田康行, 禿 秀和: 地山特性曲線に影響を及ぼす要因の定量的分析, 第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.767-772, 1994.
- 4) ITASCA Consulting Group, Inc. : FLAC3D Version 4.0 Structural Elements, 2009.

第7章 建設時の影響を考慮した路盤隆起に関する検討

本章では、供用中の山岳トンネルの路盤隆起現象やその対策工の効果には建設時の工法やトンネル構造、掘削による緩みや支保への掘削解放応力の作用が少なからず影響することが予想されることから、トンネルの掘削から供用後の路盤隆起発生およびその対策工までを一貫して表現する手法を提案した。これにより、近年事例が増加している早期閉合トンネルが供用後の路盤隆起に対してどのような影響を与えるかについて検討した。また、本論文の主要な検討対象である下向きロックボルトの仕様が路盤隆起抑制効果に与える影響について、本章では、インバートありの場合となしの場合でどのような影響があるかに着目して整理した¹⁾。

7.1 はじめに

ここまでの章では、模型実験や数値解析により、下向きロックボルトの作用メカニズムやその定量的な効果等を示してきた。一方で、供用中の山岳トンネルの路盤隆起現象やその対策工の効果には建設時の工法やトンネル構造が少なからず影響することが予想されるが、このことについて数値解析的に評価した研究は見当たらない。

そこで本章では、トンネルの建設から供用中に発生する路盤隆起までを一貫してモデル化した数値解析を実施し、建設時の工法やトンネル構造の違いが供用中の変状に与える影響を確認した。さらに、インバートがある構造で供用中に大きな路盤隆起が発生したケース、インバートがない構造で供用中に大きな路盤隆起が発生したケースのそれぞれを対象として、路盤隆起対策工に関する検討を実施した。対策工の検討にあたっては、建設時の影響を考慮するため、建設時からの解析モデルを引き続き使用して、対策工として下向きロックボルトを打設した場合の数値解析を実施し、その長さや径、プレストレスといった設計諸元が路盤隆起抑制効果に与える影響を検討した。

7.2 トンネル掘削時の検討

第3章に示した通り、路盤隆起はインバートの有無に関わらず発生している。これらの事例、文献を整理すると、インバートがないトンネルの路盤隆起は、トンネル建設時は地山の状態が良く、インバートが不要と判断されたものの、その後、何らかの原因で路盤部に地圧が作用し、路盤隆起に繋がるといったケースが多いように考えられる。インバートがあるトンネルの路盤隆起は、トンネル建設時にも苦勞し、支保に大きな地圧が作用した状態でインバートが打設され、供用中にもインバートにさらに大きな地圧が作用し、インバートが破壊し隆起するというケース等が考えられる。このように、建設時の状況は供用中の変状に大きく影響していることが想像される。よって本論文では、トンネルの建設から供用中に発生する路盤隆起およびその対策工までを一貫してモデル化することにより、建設時の影響を考慮して供用中の路盤隆起および対策工の効果を評価する。本節ではまず、

吹付けコンクリートとロックボルトを支保とする山岳工法についてのトンネル建設過程の3次元解析を実施した。

7.2.1 解析条件

解析モデル図を図-7.1に示す。土被りを200 mとし、トンネル延長50mをモデル化して掘削解析を実施した。対称性を考慮して半断面の解析とし、上面以外をローラー支持、上面には土被りが200 m相当となるように残りの175.2 m分の荷重を作用させた。側圧係数は土被りが50 m以上の場合は1.0程度となることが多い²⁾ため、初期応力として、全要素に側圧係数 $K=1.0$ となる応力を土被りに応じて与えている。なお、トンネル断面は新幹線トンネル複線断面を想定している。

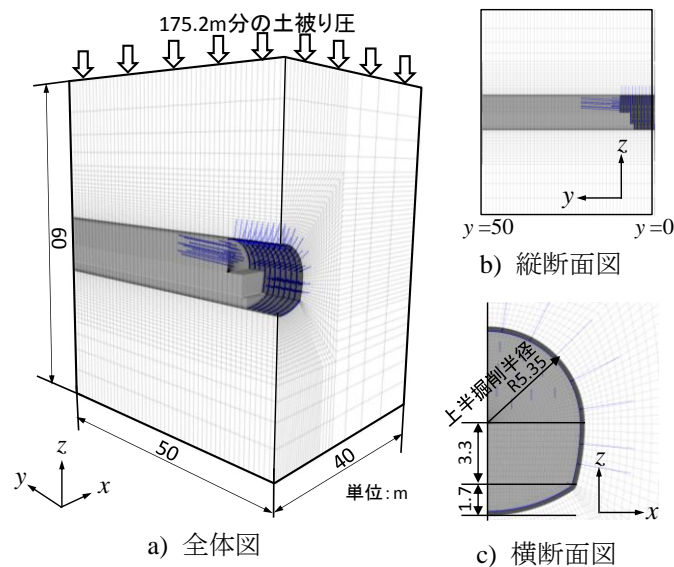


図-7.1 解析モデル図（ケース1）

解析ケースを表-7.1に示す。地山強度比 C_f （地山の一軸圧縮強さを土被り圧で除して得られる値）、掘削工法、支保パターンの組合せで4ケース実施した。

地山強度比については $C_f=0.5$ と $C_f=1.0$ と設定した。理論上、円形無支保トンネルで側圧係数 $K=1.0$ の場合で $C_f<2.0$ の場合に塑性領域がトンネル近傍に発生することになるが、今回は3次元的にトンネル掘削をモデル化しているため、完全に応力解放される前に支保が設置され、 $C_f=1.0$ では大きな塑性領域は発生しなかった。

地山はMohr-Coulombの破壊規準に従う弾完全塑性体としてモデル化した。物性値は、まず地山強度比から地山の一軸圧縮強さを決定し、アイダンら^{3),4)}や蔣ら⁵⁾が整理した、軟岩における一軸圧縮強さと各種の物性値の相関関係を参考にして、軟岩を想定した一般的な値として表-7.2のように設定した。

表-7.1 解析ケース（掘削時の検討）

解析ケース	地山強度比 C_f	掘削工法	支保パターン
ケース 1	0.5	補助ベンチ付き 全断面工法	重
ケース 2	0.5	ミニベンチカッ ト工法	中
ケース 3	1.0	ミニベンチカッ ト工法	中
ケース 4	1.0	ミニベンチカッ ト工法	軽

表-7.2 解析に使用した地山の物性値

物性		単位	地山強度比 C_f	
			0.5 (ケース 1, 2)	1.0 (ケース 3, 4)
一軸圧縮強さ	f_c	MPa	2.0	4.0
単位体積重量	γ	kN/m ³	20	20
弾性係数	E	MPa	210	480
ポアソン比	ν	-	0.36	0.33
せん断強さ	c	MPa	0.58	1.16
内部摩擦角	ϕ	°	30	30
ダイレイタンシー角	ψ	°	10	10

ケースごとの解析の流れを表-7.3に示す。掘削解析は、表-7.3に示した通り、1mずつ実施しており、それぞれの上半切羽位置で○が記載されている内容を左から右に順に解析で実施している。掘削は要素を除去することで表現しており、上半掘削、下半掘削、インバート部掘削の後にはその度に収束計算により釣合い状態を求め、その状態で支保を設置し、次の掘削へと移っている。

ケース1の補助ベンチ付き全断面工法では、ベンチ長を3mとして、インバート部は上半切羽との相対距離が7mとなった時に3m分を掘削し閉合するというサイクル（早期閉合）を繰り返した。ケース1について、主要な上半切羽位置におけるモデル図を図-7.2に示す。

ケース2～ケース4のミニベンチカット工法では、ベンチ長を3mとし、上下半の掘削がトンネル全長で完了してからインバート部掘削を実施した。

なお、実トンネルにおいて掘削断面が大きい場合や地山の強度が小さい場合等、切羽の安定性が問題となる場合には長尺鏡ボルトが施工されることが多い。よって、本解析においてもケース1、ケース2では12.5mの鏡ボルトをラップ長3.5mとして上半に18本（半断面で9本）をCable要素によりモデル化した。ロックボルトは全ケースにおいて、上半10本、下半4本の14本（半断面で7本）、長さ3mのロックボルトをCable要素によりモデル化した。吹付けコンクリートについては、時間依存性を無視した弾性体として表現す

る場合、若材齢時の乾燥収縮やクリープの影響を考慮した弾性係数として、土屋の研究⁶⁾では $E = 3400 \text{ MPa}$ が提案されており、実務においても $E = 4000 \text{ MPa}$ として計算されることが多い⁷⁾。本解析ではこれらを参考として、吹付けコンクリートを弾性係数 $E = 4000 \text{ MPa}$ 、ポアソン比 $\nu = 0.2$ の弾性体として、ソリッド要素でモデル化した。

表-7.3 ケースごとの解析の流れ

ケース 1							
ケース 2							
ケース 3							
ケース 4							
上半切羽位置 y (m)	鏡 ボ ルト	上半 掘削	上半支保工 (鋼製支保 工, 吹付け, RB)	下半 掘削	下半支保工 (鋼製支保 工, 吹付け, RB)	インバー ト部掘削	インバート 支保工 (鋼製支保工, 吹付け, RB)
y=0→1	○	○	○				
y=1→2		○	○				
y=2→3		○	○				
y=3→4		○	○	○	○		
y=4→5		○	○	○	○		
y=5→6		○	○	○	○		
y=6→7		○	○	○	○	○	○
y=7→8		○	○	○	○		
y=8→9		○	○	○	○		
y=9→10	○	○	○	○	○	○	○
y=10→11		○	○	○	○		
y=11→12		○	○	○	○		
y=12→13		○	○	○	○	○	○
中 略							
y=45→46	○	○	○	○	○	○	○
y=46→47		○	○	○	○		
y=47→48		○	○	○	○		
y=48→49		○	○	○	○	○	○
y=49→50		○	○	○	○		

*上半掘削, 下半掘削, インバート部掘削(要素除去) 後にはそれぞれ収束計算を実施

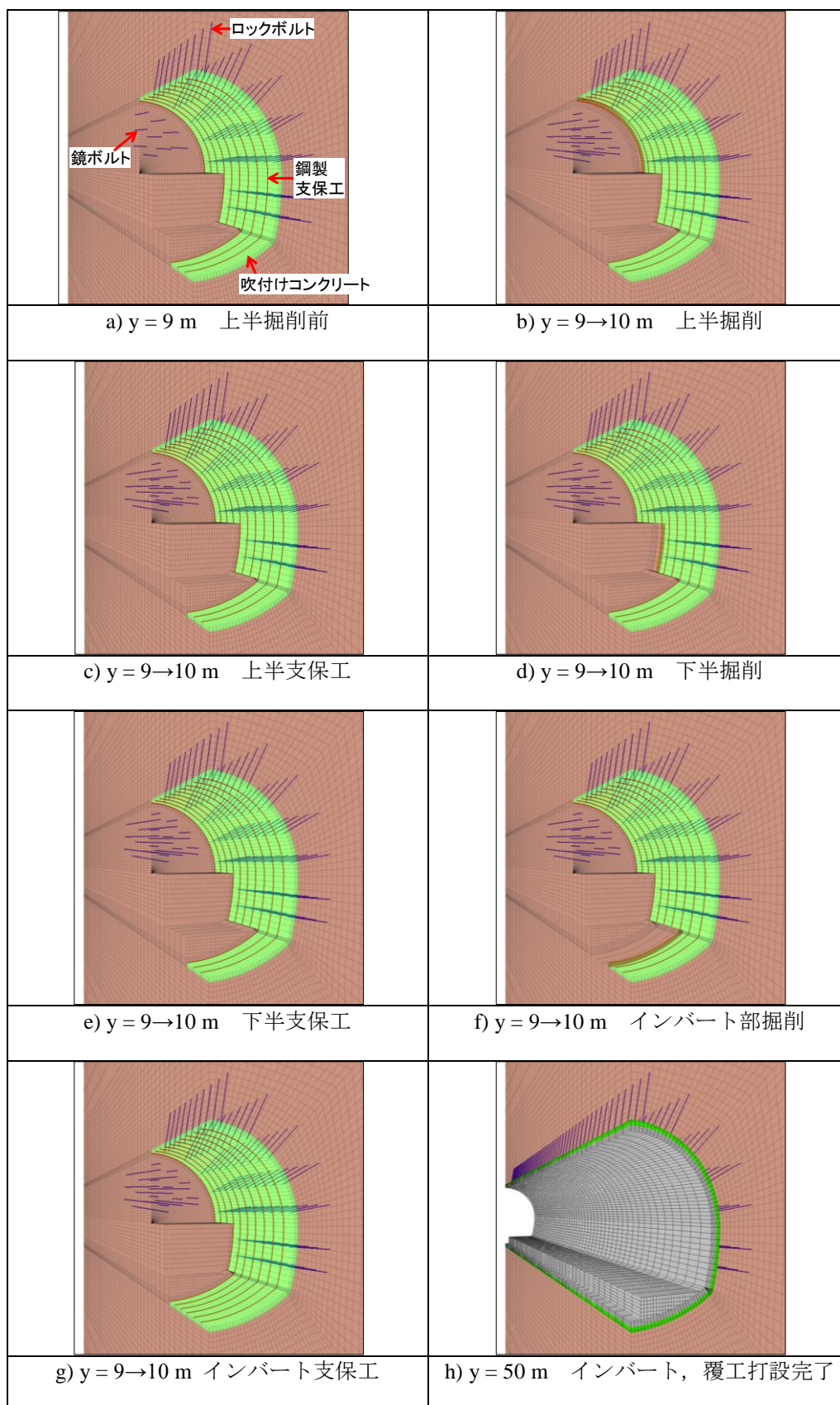


図-7.2 切羽の進行と支保の状態（ケース1）

支保パターンについては、一般的な支保パターンとして表-7.4のように設定した。

表-7.4 各ケースの支保パターン

支保パターン	場所	鋼製支保工	吹付け	RB
重 (ケース 1)	上下半	200H	250 mm	3m×14 本
	インバート部	200H	250 mm	なし
中 (ケース 2, 3)	上下半	150H	150 mm	3m×14 本
	インバート部	なし	なし	なし
軽 (ケース 4)	上下半	100H	100 mm	3m×14 本
	インバート部	なし	なし	なし

表-7.3 に示した掘削解析が全て終了した後、ケース 2～ケース 4 ではインバート部掘削を実施している。インバート部掘削は、実際は 10.5 m 程度を 1 スパンとして実施するが本解析では簡単のため、モデル化した 50 m 分を一度に実施している。その後、全ケースで表-7.5 に示す本設インバートおよび 2 次覆工の打設を実施した。本設インバート、2 次覆工まで完了した状態を以降では竣工時と記すこととする。インバートの曲率半径はケース 1 では排水管をインバートが抱き込める半径として、ケース 2, ケース 3 では排水管をインバートの下に設置する場合の半径として、ケース 4 ではインバートではなくりょう盤コンクリートが路盤に打設されることを想定して設定した。以降では、ケース 4 の路盤部構造をりょう盤と記す。

表-7.5 各ケースのトンネル構造

解析ケース	本設インバート		2 次覆工
	巻厚	曲率半径	
ケース 1	300 mm	8.0 m	300 mm
ケース 2, 3	300 mm	13.25 m	300 mm
ケース 4	200 mm	∞	300 mm

7.2.2 解析結果

本解析では、図-7.1 に示したように、トンネル軸方向を y 軸として、 $y = 23$ m 位置を代表断面として解析結果を整理することとした。

図-7.3 に $y = 23$ m 位置での上半と下半の境界位置（以下 SL）の内空変位量の推移を示す。今回は半断面の解析であるので、SL 部の水平変位量の 2 倍を内空変位量としている。横軸には上半切羽と $y = 23$ m 位置との相対距離を取っている。

これより、ケース 1 とケース 2 は同じ地山物性であるが、ケース 1 ではインバート部掘削、支保工（早期閉合）以降は変位が大きく抑制されていることが分かる。ケース 2 では相対切羽距離が 25 m となってもまだ変位がだらだらと発生し、さらに図-7.3 のグラフ下に記載の通り、この後のインバート掘削時に大きな内空変位が発生する結果となった。

ケース3はケース4と同じ地山物性であるが、鋼製支保工と吹付けがランクアップしており、それにより最終変位が99 mm から 93 mm へと約6%抑制されている。しかしこの後のインバート部掘削で、ケース3の方が掘削量が大きく、大きな変位が発生し、最終変位としてはケース3、ケース4で同程度となっている。

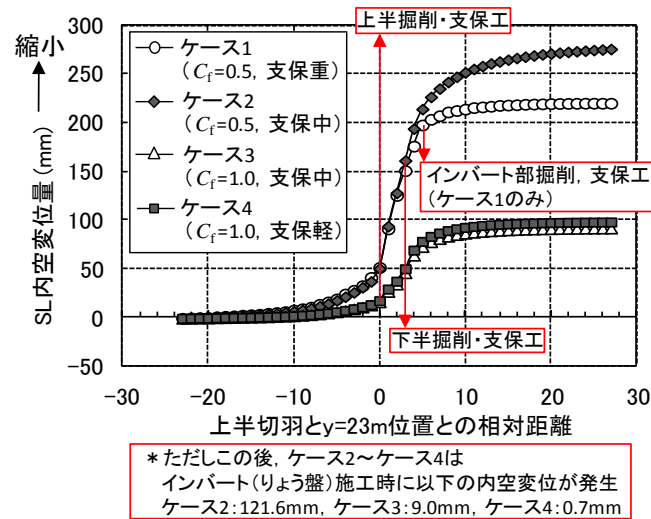


図-7.3 SL 内空変位量の推移 (y=23m 位置)

図-7.4 に $y = 23 \text{ m}$ 位置でトンネル中心位置の路盤隆起の推移を示す。図-7.3 の SL 内空変位と同様に、支保の増強と早期閉合により閉合後の路盤隆起が大きく抑えられていることが分かる。

なお、今回は解析モデルのトンネル軸方向の延長は 50 m としている。図-7.3、図-7.4 より、最も大きな変位が発生するケース2で先行変位は $y = 23 \text{ m}$ 位置との相対距離で -20 m 程度から発生している。よって、トンネル軸方向の解析領域について、 $y = 23 \text{ m}$ より手前側については境界の影響が出ない程度に領域を確保できていると判断できる。一方で切羽通過後の変位はケース2では十分に収束していない。これに関しては、試算として、ケース2でトンネル軸方向延長を 70 m とした解析を実施し、 $y = 23 \text{ m}$ 位置の SL 内空変位をトンネル軸方向延長 50 m の本モデルと比較した結果、上半切羽位置が $y=50\text{m}$ に達した時点で、軸方向延長 50 m の本モデルで 276.6 mm 、軸方向延長 70 m モデルで 274.7 mm と両者の差が 0.66% と最大になった。その後、軸方向延長 70 m モデルで貫通まで解析を進めた結果、変位は 277.1 mm となり、軸方向延長 50 m モデルでの貫通時と比較して差は 0.19% に落ち着いた。以上から、軸方向延長 50 m の本モデルで解析結果に大きな影響はないと判断した。

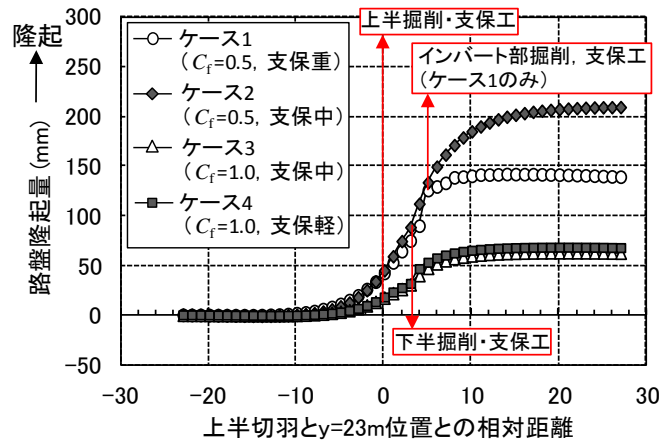


図-7.4 路盤隆起の推移 (y=23m 位置)

図-7.5 に各ケースの $y = 23 \text{ m}$ 位置での、竣工時の塑性領域図を示す。ケース1とケース2は同じ地山物性であるが、図-7.5よりケース1の方がケース2よりも路盤部の塑性領域が小さいことが分かる。ケース1は切羽通過後早い段階で路盤部が曲率を持って閉合されることにより、路盤部の緩み（鉛直応力の減少）が抑えられた一方で、ケース2は下半通過後、本設インバート施工までの期間は路盤部に曲率がなく、また支保もないことから、路盤部の鉛直方向応力が低下したため、塑性領域が広がったものと考えられる。ケース3、ケース4は地山の強度がケース1、ケース2よりも大きいため、塑性領域が小さくなっていることが分かる。

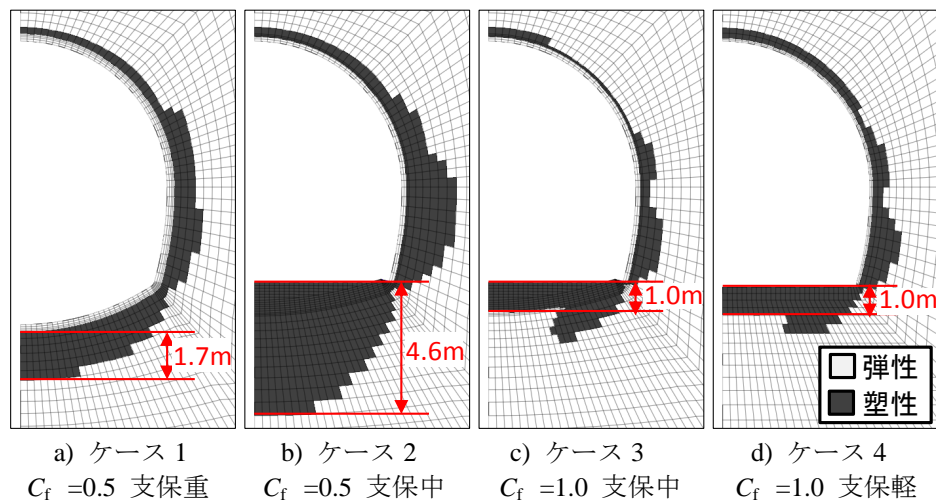


図-7.5 掘削完了時の塑性領域図

a) ケース 1 b) ケース 2 c) ケース 3 d) ケース 4
 $C_f = 0.5$ 支保重 $C_f = 0.5$ 支保中 $C_f = 1.0$ 支保中 $C_f = 1.0$ 支保軽

図-7.6 に覆工とインバート打設後の、竣工時の塑性領域図を示す。上下半の貫通時点では、ケース 3 とケース 4 の塑性領域はほとんど等しかったが、ケース 3 では上下半貫通後、インバート部が掘削され、本設インバートが打設されたため、その範囲では塑性領域がなくなっている。

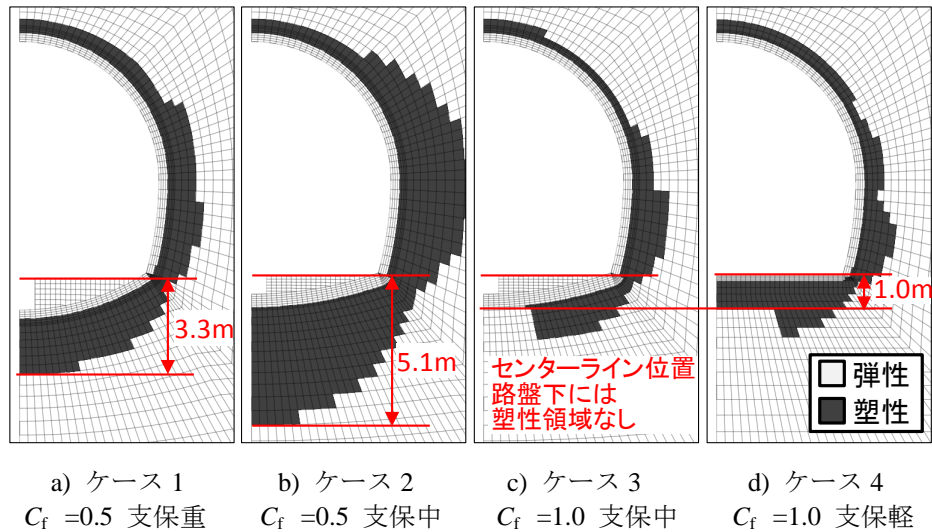


図-7.6 竣工時の塑性領域図

7.3 供用中の変状に関する検討

本論文ではここまで述べてきた通り、建設時の状況が供用中の変状に大きく影響していると考え、建設から供用中の変状までを一貫してモデル化している。本節では前節のモデルを引き継ぎ、トンネル供用中に発生する変状のシミュレーション解析を実施することとする。

7.3.1 解析条件

ここからの供用開始後の解析は、掘削変位が比較的十分に収束している $y = 20 \sim 25$ m の 5 m 区間のみを取り出し解析する。具体的には、 $y = 0 \sim 20$ m と $y = 25 \sim 50$ m の要素を削除し、 $y = 20$ m と $y = 25$ m の面をローラー支持とし、変位はリセット、応力は保持した状態を初期条件とした。吹付けコンクリートの物性値は本節から 2 次覆工、本設インバート、りょう盤（以下、単に覆工、インバート、りょう盤と記載）の物性値と同じに変更している。これらコンクリートに使用した物性値を表-7.6 に示す。Mohr-Coulomb の破壊規準に従う弾完全塑性体としてモデル化しているが、引張破壊についてはひび割れを表現することを目的として、引張破壊後に発生する塑性引張ひずみの増加に伴って、引張応力が指数

関数で低下するモデルとしている．ケース 1～4 のトンネル断面図を図-7.7 に示す．

表-7.6 解析入力物性値（覆工，インバート，りょう盤，吹付け）

項目		単位	物性値
一軸圧縮強さ	f_c	MPa	21
単位体積重量	γ	kN/m ³	23.5
弾性係数	E	MPa	20000
ポアソン比	ν	-	0.2
せん断強さ	c	MPa	4.9
内部摩擦角	ϕ	°	40
ダイレイタンス角	ψ	°	12
引張強さ	σ_t	MPa	1.75

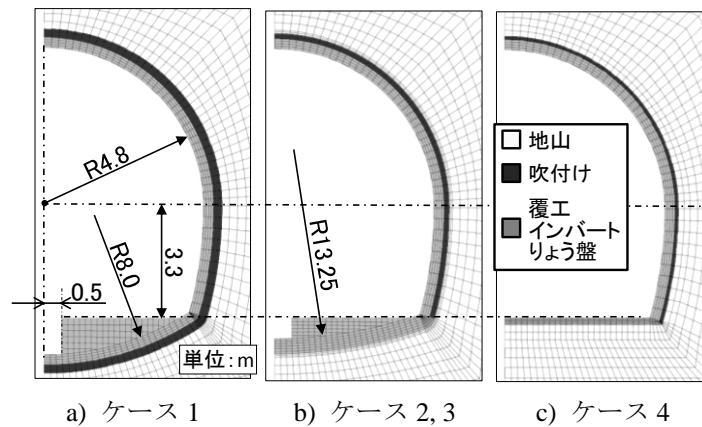


図-7.7 各ケースのトンネル断面図

数値解析で供用中の変状をモデル化する場合，荷重の与え方や荷重値の設定には困難が伴うが，本解析ではたとえば文献 8),9),10)のように地山の強度低下により変状を表現するモデルによる解析を行った．このモデルでは地山の強度を全解析領域で一様に低下させる場合もあるが，本論文の主題はロックボルトの検討であり，地山の強度分布がロックボルトの効果に大きく影響するため，トンネル近傍ほど地山の強度が小さく，遠方では強度低下が発生しないような，現実に近い強度分布となるようなモデル化とした．

具体的な地山強度の低減手法としては，里ら¹¹⁾の研究を参考に破壊接近度に応じて強度低下が発生するとした．破壊接近度 R は式(7.1)で示される，Mohr-Coulomb の破壊規準への接近度とする．

$$R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2c \cos \phi + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi} \quad (7.1)$$

スレーキングやスウェリングといった岩の劣化の性質は，強度や空隙特性に深く関わっており，膨張性粘土鉱物を多量に含む岩石であっても岩石の強度や拘束圧が十分に大きい

場合には発生しないことが知られている¹²⁾。トンネルの掘削に伴ってトンネル周辺地山の応力状態が変化し、割れ目が発達したり間隙比が増加した場合には、スレーキングやスウェリングの性質が発揮されやすくなると考えられる。すなわち、地山の応力状態が地山強度に対してある程度小さければスレーキングやスウェリングに伴う強度低下は発生しにくいと考えられる。以上のことから、 $R < R_{EL}$ であれば強度低下せず、 $R_{EL} \leq R \leq 1.0$ の時には、 R が大きいほど強度が大きく低下するモデルとした。すなわち R_{EL} は強度低下の有無に関わる破壊接近度の限界値であり、本解析では、 $R_{EL} = 0.6$ と設定した。

強度低下は全地山要素について、それぞれの要素の破壊接近度 R に応じてせん断強さ c を 50 の解析ステップに分けて徐々に低下させる手法とした。1～50 の各解析ステップでは収束計算をし、その時点での釣合い状態を得ている。解析ステップ n におけるある要素 m の強度低減率 $RR(n, m)$ 、せん断強さ $c(n, m)$ は、式(7.2)、式(7.3)のように定義した。

$$RR(n, m) = \frac{R(n, m) - R_{EL}}{1.0 - R_{EL}} \quad (R(n, m) - R_{EL} \geq 0) \quad (7.2)$$

$$RR(n, m) = 0 \quad (R(n, m) - R_{EL} < 0)$$

$$c(n, m) = (1 - \lambda_c \cdot RR(n, m)) \cdot c(n-1, m) \quad (7.3)$$

ここで、 λ_c は 1 ステップあたりの強度の低下割合を決める定数である。例えば $\lambda_c = 0.04$ とすると、トンネル近傍の破壊接近度 $R = 1.0$ であるような要素では、強度低減率 $RR = 1.0$ となり、式(7.3)より、1 ステップあたり 4 % ずつせん断強さが低下していくこととなる。 λ_c は劣化のしやすさを表す定数であるので、地山によって違う値となる。

本解析では、次節で対策工の効果をケース 2 とケース 4 で比較する都合上、50 回の強度低下ステップの後に、ケース 2 とケース 4 で同程度の路盤隆起量となるようにという観点から λ_c を設定した。その結果、地山強度比 0.5 のケース 1、ケース 2 では $\lambda_c = 0.04$ 、地山強度比 1.0 のケース 3、ケース 4 では $\lambda_c = 0.025$ となった。

7.3.2 解析結果

前節で示した方法で 50 ステップかけて地山のせん断強さを低下させた。図-7.8 に解析ステップとトンネルセンターライン（以下 CL）における路盤隆起量、SL における水平内空変位量の関係を、図-7.9 にステップ 50 における各ケースのせん断強さ分布を示す。

ケース 1 とケース 2 を比較すると、図-7.8 より地山は同じでも、ケース 1 では重い支保を用いて早期閉合したことにより、供用中に発生する変位が抑えられていることが分かる。また、図-7.9 より、ケース 2 はケース 1 と比較して、強度低下領域が広く分布していることが分かる。

以上より、近年、施工事例が増加している早期閉合についても、建設時の変位、塑性領域の抑制のみならず、供用中の変状抑制にも効果的であることが確認された。

ケース 3 とケース 4 を比較すると、図-7.8 より、ケース 3 はインバートがあることで、

路盤隆起，SL 水平内空変位ともに大きく抑えられていることが分かる．また，図-7.9 より，ケース3ではインバートがあることにより，若干せん断強さ低下領域が抑えられていることが分かる．以上より，建設時にインバートを施工しておくことで供用中の変状が抑えられることが確認できた．ただし，施工時に路盤下地山が十分応力解放された後にインバートが施工されているので，インバートにより地山強度低下を抑制する効果は大きくは現れなかった．

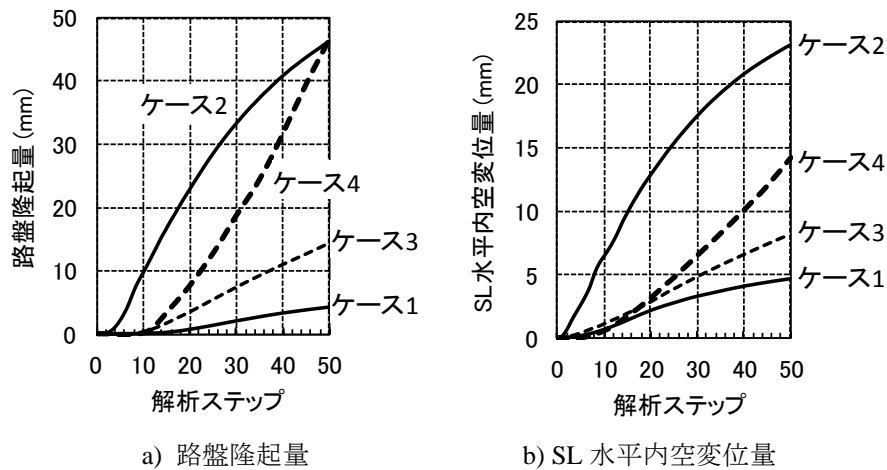


図-7.8 解析ステップと変位量の関係

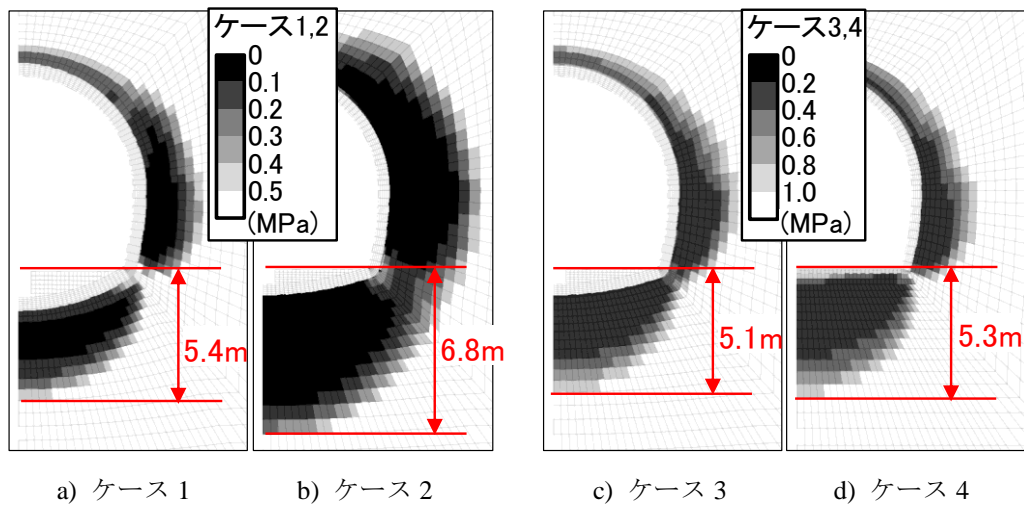


図-7.9 ステップ 50 におけるせん断強さ分布

図-7.10 にステップ 50 における各ケースの塑性領域分布を示す．側壁，中央通路部，側壁脚部と中央通路の間のインバート上面に塑性領域（引張破壊）が発生していることが分かる．また，

a) ケース 1 b) ケース 2 c) ケース 3 d) ケース 4

$C_f = 0.5$ 支保重 $C_f = 0.5$ 支保中 $C_f = 1.0$ 支保中 $C_f = 1.0$ 支保軽

図-7.6 と比較すると，供用開始後に地山の塑性領域が拡大していることが分かる．

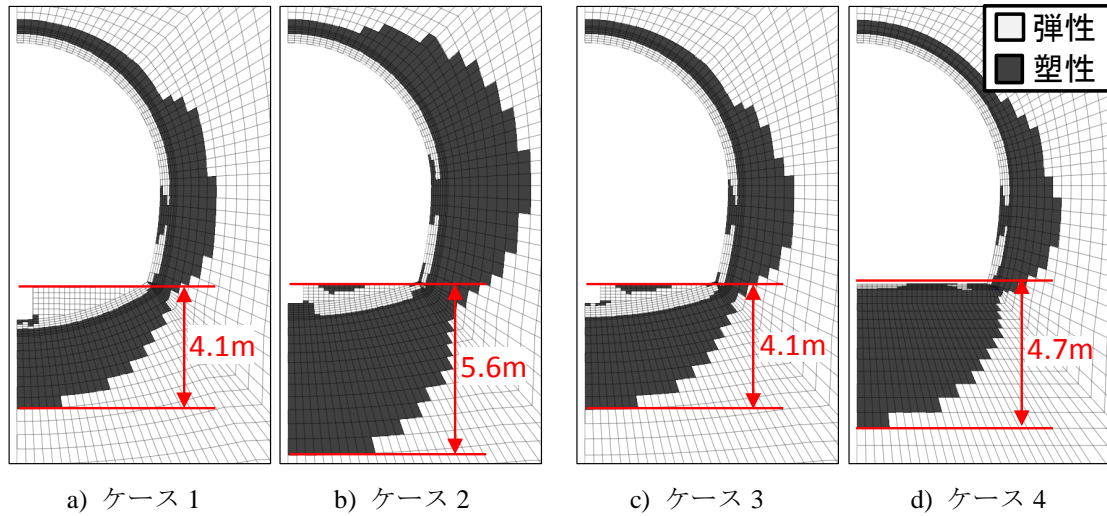


図-7.10 ステップ 50 における塑性領域分布

図-7.11 に隆起量の大きかったケース 2 とケース 4 の CL (センターライン) における路盤下の地中変位分布を示す．なお，ケース 2 の 0～-0.45 m，ケース 4 の 0～-0.2 m の範囲にはコンクリートが存在している．図-7.10 よりケース 2 では塑性領域は路盤上面から 5.6 m (CL 位置では中央通路があるため，路盤上面が 0.7 m 低くなっているため，4.9 m) までの範囲であったが，図-7.10，図-7.11 より，塑性化した範囲と地山が隆起している範囲がほぼ一致していることが分かる．このことはケース 4 でも同様に確認できる．

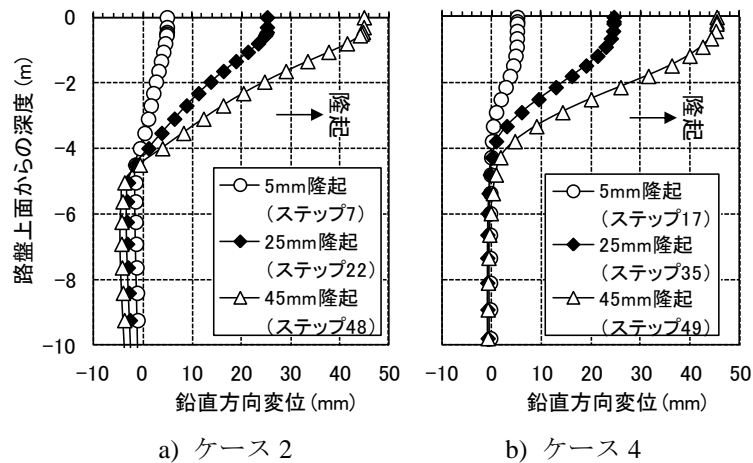


図-7.11 地中変位分布の推移 (ケース 2，ケース 4)

7.4 供用中の路盤隆起に対する対策工に関する検討

本節では、前節において地山に合ったトンネル構造でなかったため供用中に大きな路盤隆起が発生したケース2とケース4について、下向きロックボルトによる対策工を実施した場合について、ロックボルトの仕様をパラメータとした解析を実施した。

7.4.1 解析条件

ケース2、ケース4について、路盤隆起が20 mmに達した時点で下向きロックボルトによる対策工を施工するという解析を実施する。

ロックボルトのモデル化にはCable要素¹³⁾を使用した。Cable要素は一定以上のせん断力が作用した場合にはスライダにより、周辺要素との滑り（付着切れ）が表現されるモデルとなっている。Cable要素のせん断ばね剛性 k_g 、付着強さ c_g については、5章と同じく式(5.2)、式(5.3)で算出¹³⁾した。

なお、地山のせん断強さは解析ステップとともに低下していくことから、付着強さ c_g も低下していくこととなる。Cable要素は本解析では5.5 mのロックボルト1本当たり、24回の繰り返し構造としており、すなわち5.5 m中に24個のスライダを有している。1つ1つのスライダに付着強さ c_g が設定されており、付着強さを超えるせん断力が作用した場合には付着切れが発生する。それぞれの c_g は解析ステップごとに最寄りの要素のせん断強さにより修正している。これにより、トンネル近傍の地山強度が低下した場合に、トンネル近傍部のCable要素のスライダの c_g は低下するものの、トンネルから離れた地山の新鮮部では c_g が低下せず、定着がしっかりと取れるということを表現できる。なお、前節、前々節では説明を割愛したが、建設時の支保としての上半、下半のロックボルトについても同様のモデル化としている。ここで、建設時のロックボルトは7.2のトンネル竣工時には大きな軸力をもっていたが、本節では地山の強度低下とともに付着強さが徐々に低下するため、多くのロックボルトが最終的には建設時に持っていた軸力を保持できず解放し、トンネル建設時に抑えた変位分の荷重が後荷として覆工に作用する結果となっている。このことは、劣化しやすい地山の場合は建設時のロックボルトが必ずしも供用中の変形抑制に効果を発揮するわけではなく、逆効果になる可能性もあることを表現している。

解析に使用したロックボルトの物性値を表-7.7に示す。降伏応力は407 MPaとしており、ロックボルト材の直径 $D=25$ mmの場合、200 kNで降伏（弾完全塑性）するモデル化となっている。Cable要素の頭部とインバート（りょう盤）の上面との間に相対変位が発生しないようにすることで、ベースプレート表現している。

表-7.7 解析に使用したロックボルトの物性値

項目	単位	物性値
弾性係数	E	GPa
単位長さ当たりのせん断ばね剛性	k_g	MN/m ²
単位長さ当たりの付着強さ (kN/m)	c_g	kN/m
摩擦角	ϕ_g	°
降伏応力	σ_t	MPa

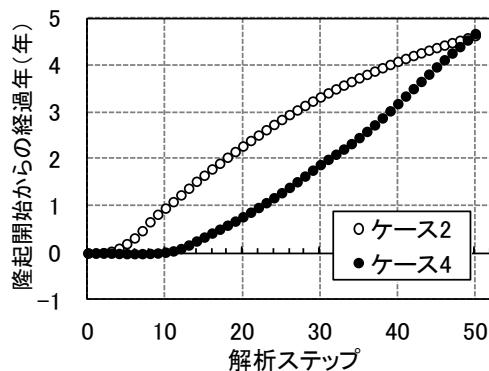
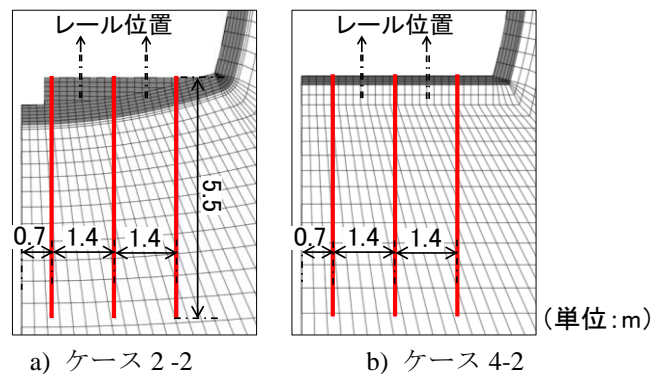
解析ケースはロックボルトの仕様をパラメータとして、表-7.8に示す通り、ケース2、ケース4それぞれについて7ケースを実施した。RB本数は横断面内の本数を意味しており、たとえば6本の場合には、図-7.12に示す通り、半断面に3本打設するというパターンである。なお、この場合は2本のレールの両外側に1本ずつ、レールの中央に1本のパターンとなり、RB本数4本のケースでは、レールの中央のロックボルトがないパターンとなる。打設ピッチはトンネル軸方向の打設間隔である。RB直径を2倍の $D = 50 \text{ mm}$ とした時には、定着材厚さ t についても2倍の 40 mm とした。プレストレスは、 50 kN の場合、まずロックボルトをモデル化し、ボルト先端（地山深部側）の 1 m だけが定着している状態で、インバート（りょう盤）で反力を取りつつロックボルト頭部を 50 kN の荷重で引き上げ、その後ロックボルト頭部とインバート（りょう盤）との相対変位を発生させないようにすることでベースプレートモデル化する、という手順で実際のプレストレスの導入に則した表現とした。

表-7.8 解析ケース（路盤隆起対策工）

	略称	RB 本数(本)	打設 ピッチ(m)	RB 直径(mm)	RB 長さ(m)	プレスト レス(kN)
ケース 2-1	基準仕様	4	1.0	25	5.5	0
ケース 2-2	6本/断面	6	1.0	25	5.5	0
ケース 2-3	0.5m ピッチ	4	0.5	25	5.5	0
ケース 2-4	径 50mm	4	1.0	50	5.5	0
ケース 2-5	長さ 8m	4	1.0	25	8	0
ケース 2-6	PS 50kN	4	1.0	25	5.5	50
ケース 2-7	高仕様	6	0.5	50	8	50

*ケース 4-1～4-7 についてもケース 2-1～2-7 と同様

第3章で示した通り、路盤隆起は時間経過に比例して比例的に進行することが多い。実際、老朽化した変状トンネルでは詳細な地山条件はもちろん、トンネル構造でさえ十分には分からない場合が多いが、変位速度は計測により把握できる。また、鉄道では走行安定性の管理を軌道検測車で測定される軌道変位で行うことが多く、また、先ほど示した通り、変位速度は一定であることが多いため、維持管理の実務で変状の程度や対策工の効果を評価する指標としやすい。よって、本解析でも地山条件（地圧）を揃えてトンネル構造ごとに異なる変位速度の下で対策工の効果を評価するよりも、地山条件（地圧）は異なるがトンネル構造ごとに変位速度は揃えて対策工の効果を評価の方が実務に有益な結果が得られると考えた。そこで本節では、ケース2とケース4について、対策工を実施しない場合には10 mm/年で路盤隆起が時間経過に比例して進行すると仮定して評価することとする。すなわち、図-7.8のように路盤隆起量と解析ステップの関係が得られているので、隆起速度を10 mm/年と仮定すると、図-7.13のように解析ステップを隆起開始からの経過年に変換することができる。本節では、解析ステップではなく、この隆起開始からの経過年を横軸として解析結果を評価することとする。



7.4.2 解析結果

ここでは上述の通り、ケース2とケース4で地山条件、構造条件は異なるが隆起速度、すなわち維持管理上の健全度は同じという状態について対策工効果を評価する。

(1) ケース2について

図-7.14にケース2の路盤隆起量と隆起開始からの経過年の関係を、図-7.15に路盤隆起速度（図-7.14の傾き）と隆起開始からの経過年の関係を、図-7.16に中央通路寄りのロックボルトの軸力分布の推移を示す。また、図-7.17にケース2の20 mm 隆起時（ロックボルト打設直前）、ケース2の最終状態、ケース2-7の最終状態について塑性領域を示す。

① 全体的な考察

図-7.14において、ロックボルトなしの場合10 mm/年で隆起が進行すると仮定し、隆起が20 mm 発生した時点（隆起開始から2年後）にロックボルトありのケースではロックボルトがモデル化されている。ロックボルトにより路盤隆起が抑制されていることが分かる。

図-7.15より、ロックボルトを打設してすぐに路盤隆起速度が最も小さくなるが、その後は徐々に隆起速度が上昇し、ケース2-5、2-7を除き、最終的にはロックボルトを打設しない場合よりも隆起速度が大きくなる結果となった。これについて、図-7.16より、2.5年後～3.5年後では、ケース2-5、2-7を除き、ロックボルトの軸力が増加するのに対して、4.5年後には軸力が減少している。これは、地山強度の低下とともにロックボルトの付着強さも減少したことによると考えられる。打設後初期に抑えた隆起を徐々に解放していくため、図-7.15のように隆起速度が増加したものと考えられる。これより、下向きロックボルトにより一旦は隆起が収束しても、また隆起が進行し始める場合もあるので、打設後、計測をある程度長い期間実施し続けることが重要であると考えられる。

図-7.16において4.5年後では、ケース2-5、2-7を除き、路盤面からの深度-1 m 以深では深度方向に線形的に軸力が減少している。これは、深度-1 m からロックボルト先端まで、ロックボルトの付着強さ c_g がほぼ一定でかつ付着切れしていることを意味する。ロックボルト頭部ではインバート上面と相対変位を生じないため、インバートの隆起とともにロックボルトが引き抜かれ、全長にわたってロックボルトが付着切れしている状況にあることが分かる。

ケース2-1～2-7では、多くのケースでロックボルトと地山との間の付着切れが見られ、付着切れの有無が隆起抑制効果に大きく影響していると考えられる。

② 本数の影響

ケース2-2（6本/断面）、ケース2-3（0.5 m ピッチ）のロックボルト本数はケース2-1（基準仕様）のそれぞれ1.5倍、2倍である。図-7.14、図-7.15より、ケース2（RBなし）に対する路盤隆起抑制効果は、ボルト本数が増える程大きくなっていることが分かる。図-7.15より、ボルトの本数が増えるほど、ロックボルトなしのケースの隆起速度（10 mm/年）を超えるタイミングが遅くなっていることが分かる。

図-7.16より、これらのケースの軸力を比較すると、3.5年後ではロックボルト本数が多

いほど、軸力の最大値は小さい、すなわち、打設密度が大きくなるほど1本あたりの軸力は小さくなっており、これにより、付着切れの時期を遅らせることができていると考えられる。付着切れをしている4.5年後では、ケース2-1～2-3の軸力は変わらないことも確認できる。

③ 径の影響

ケース2-1とケース2-4（径50mm）を比較すると、図-7.14、図-7.15より経過年2.5～3.5年において特にケース2-4の隆起抑制効果が大きいことが分かる。ケース2-4はケース2-1と比較して径が2倍であり、付着強さ c_g も2倍となるため、図-7.16より、ケース2-1では付着切れが進行していく2.5～3.5年後にかけてケース2-4では軸力が大きく増加していることが分かる。

④ 長さの影響

ケース2-1とケース2-5（長さ8m）を比較すると、図-7.14、図-7.15より、ケース2-5は経過年3～4.5年において特に隆起抑制効果が大きいことが分かる。図-7.16より、ケース2-5はケース2-1のようなロックボルトの付着切れは発生しておらず十分な定着長が確保されていることが確認できる。ただし、ロックボルトを打設してから半年程度の間は、ケース2-5はケース2-1と同程度の隆起抑制効果となっている。これは逆にいえば、ケース2-1のように塑性領域内に打設されたロックボルトであっても、打設初期の段階においては、ロックボルトに作用する軸力がそれほど大きくはないため付着切れを生じず、ケース2-5のように長いロックボルトを打設した場合と同程度の効果があるということを示す。すなわち、ロックボルト打設後しばらくは効果が見られたとしても、長さが不十分である場合はその後に変位速度が増大する可能性も考えられるので、対策工後は計測を継続的に実施することが重要であることが分かる。

⑤ プレストレスの影響

ケース2-1とケース2-6（プレストレス50kN）を比較すると、図-7.14より、打設してすぐの効果はプレストレスのない場合と比較して向上したが、最終的には同じ隆起量となった。また、図-7.15より打設から1.5年程度経過した時点より、隆起速度はプレストレスのない場合よりも大きくなった。プレストレスを導入することで、付着切れに至るまでの期間は短くなるので、プレストレスを導入する場合には十分に定着が取れるように設計する必要があるといえる。

⑥ 高仕様とした場合

ケース2-1とケース2-7（高仕様）を比較すると、図-7.14、図-7.15より、ロックボルト打設後、ロックボルトのない場合と比較して5%以下の隆起速度に安定して抑制することができている。また、図-7.16からも分かる通り、付着切れも発生しなかった。なお、図-7.17 b)と図-7.17 c)を比較すると、ロックボルトによる塑性領域抑制効果が少し見られる。

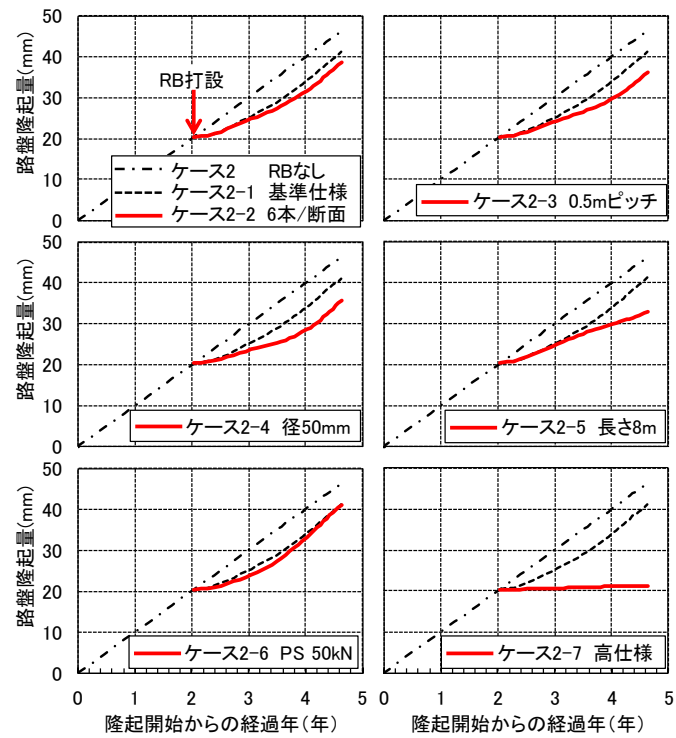


図-7.14 路盤隆起量と経過年の関係（ケース2）

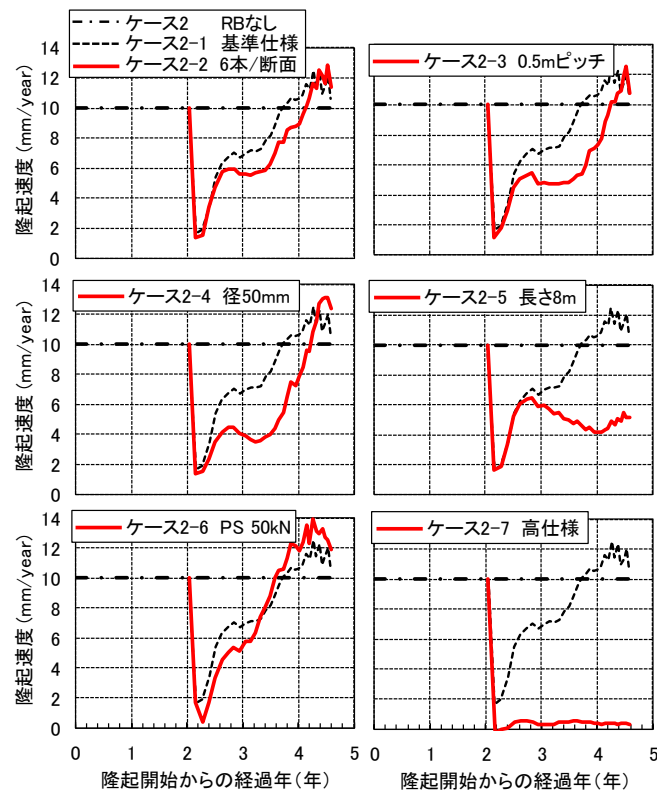


図-7.15 路盤隆起速度と経過年の関係（ケース2）

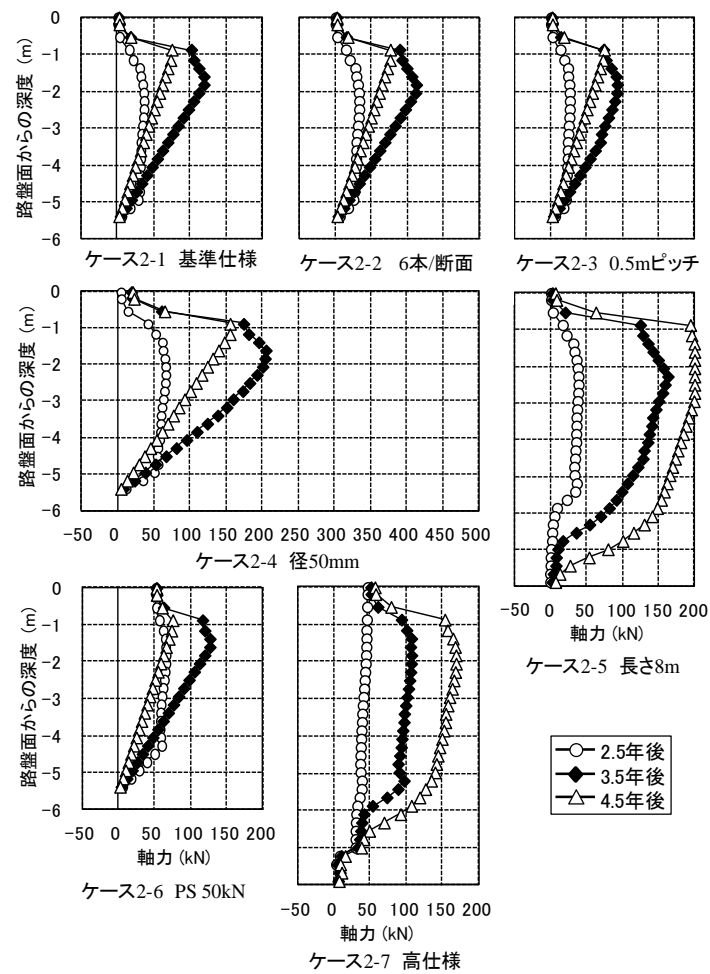


図-7.16 中央通路寄りのロックボルトの軸力分布（ケース 2）

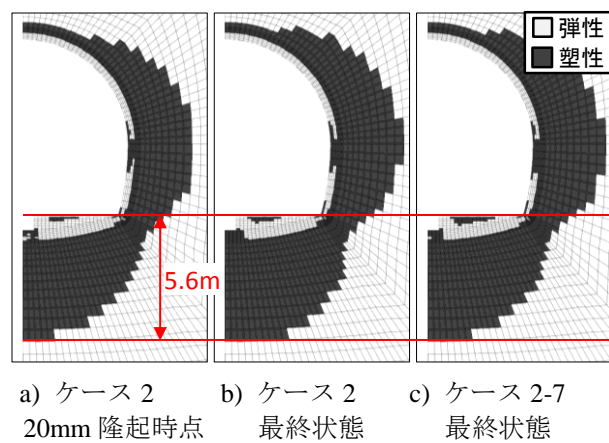


図-7.17 塑性領域分布（ケース 2）

(2) ケース4について

図-7.18 にケース4の路盤隆起量と隆起開始からの経過年を、図-7.19 に路盤隆起速度（図-7.18の傾き）と隆起開始からの経過年を、図-7.20 に中央通路寄りのロックボルトの軸力分布の推移を示す。また、図-7.21 にケース4の20mm隆起時（ロックボルト打設直前）、ケース4の最終状態、ケース4-7の最終状態について塑性領域を示す。

① 全体的な考察

図-7.18 より、ケース2と同様にケース4においてもロックボルトにより隆起が抑制されていることが分かる。ただし、図-7.19 より、ケース2のように、ロックボルトなしのケースよりも最終的に隆起速度が大きくなるということとはなかった。図-7.20 よりいくつかのケースでボルト材が降伏耐力（径25mmで200kN）に達していることが分かる。ケース4は十分に定着が取れる地山であるため、ケース2のようにロックボルト全長にわたる付着切れは発生しなかったが、多くのケースでボルト材の降伏が見られ、ボルト材降伏の有無が隆起抑制効果に大きく影響していると考えられる。

② 本数の影響

ケース4-2（6本/断面）、ケース4-3（0.5mピッチ）のロックボルト本数はケース4-1（基準仕様）のそれぞれ1.5倍、2倍である。図-7.18、図-7.19 より、ケース4（RBなし）に対する路盤隆起抑制効果は、ロックボルト本数が増えるほど大きくなっていることが分かる。また、図-7.20 より、ロックボルト本数が増えるほど一本あたりの軸力は小さくなっており、ボルト材降伏の時期を遅らせることができている。

③ 径の影響

ケース4-1とケース4-4（径50mm）を比較すると、図-7.18、図-7.19 よりケース4-4は隆起が大きく抑えられており、隆起速度は安定してロックボルトがない場合の2割程度に抑えられていることが分かる。また、図-7.20 より、径が2倍で定着面積も2倍となるため、大きな付着力が取れ、ボルト材降伏軸力についても4倍の800kNとなり、降伏も発生しないため軸力が大きくなっている。以上により、安定的に効果を発揮できていると考えられる。

④ 長さの影響

ケース4-1とケース4-5（長さ8m）を比較すると、図-7.18、図-7.19 より、ロックボルトを長くする効果は全く見られなかった。図-7.20 より、軸力の分布も深度5mまではケース4-1とほぼ変わらない。図-7.21 a)より、ロックボルト打設時の塑性領域は路盤面より3.7mであり、地山の強度も比較的大きく、短い定着長でも十分な付着力が得られる地山であったため、ロックボルト長は5.5mで十分であり、ロックボルトをそれ以上長くしても効果は現れなかったものと思われる。

⑤ プレストレスの影響

ケース4-1とケース4-6（プレストレス50kN）を比較すると、図-7.18 より、打設してすぐの効果はプレストレスのない場合と比較して向上したが、最終的には同じ隆起量とな

った。また、図-7.19より打設より1～2年程度経過したあたりから、隆起速度はプレストレスのない場合よりも大きくなった。図-7.20より、他のケースよりも早い段階でボルト材が降伏していることが分かる。

⑥ 高仕様とした場合

ケース4-1とケース4-7(高仕様)を比較すると、図-7.18、図-7.19よりケース4-7では、打設後、ロックボルトのない場合と比較して5%程度の隆起速度に安定して抑制することができている。図-7.20より、付着切れもボルト材降伏も見られない。図-7.21b)と図-7.21c)を比較すると、ロックボルトによる塑性領域抑制効果が少し見られる。

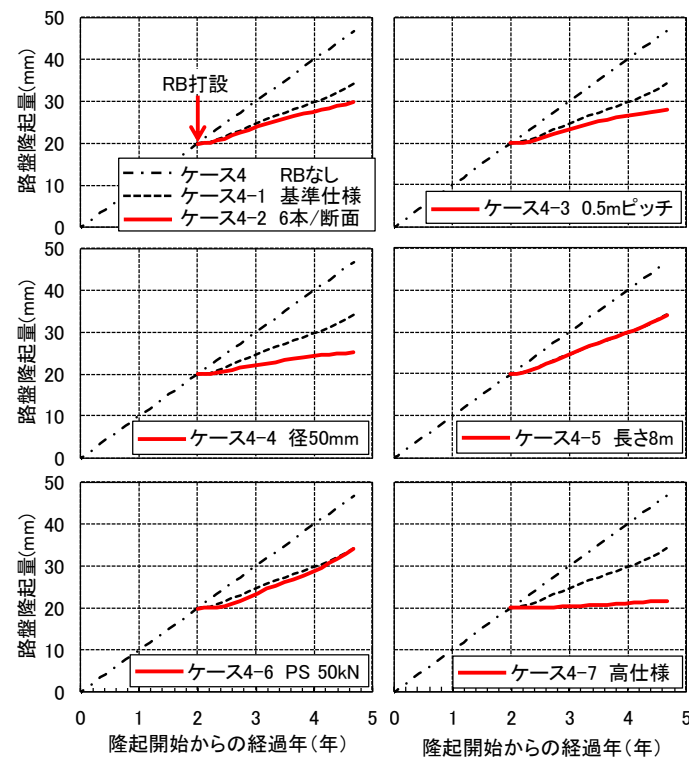


図-7.18 路盤隆起量と経過年の関係（ケース4）

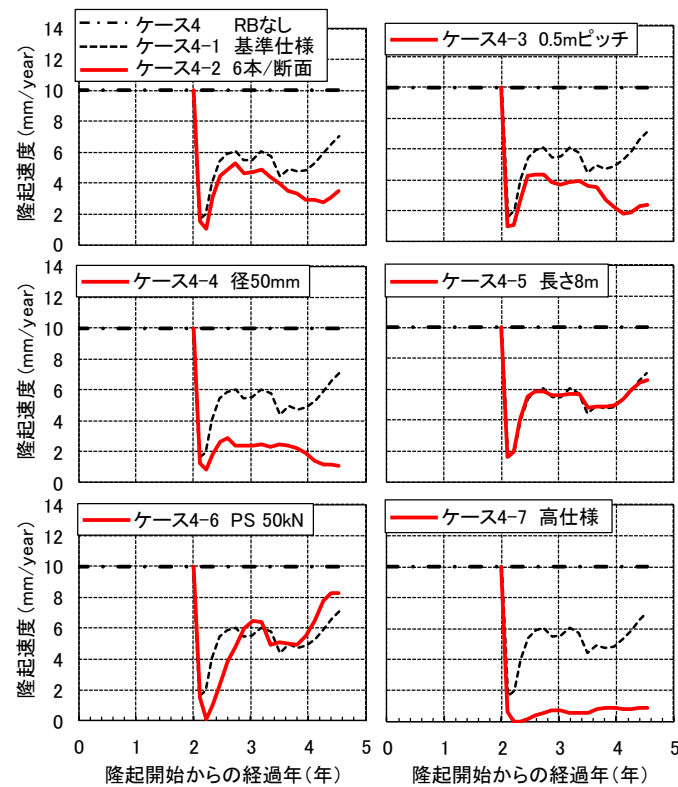


図-7.19 路盤隆起速度と経過年の関係（ケース4）

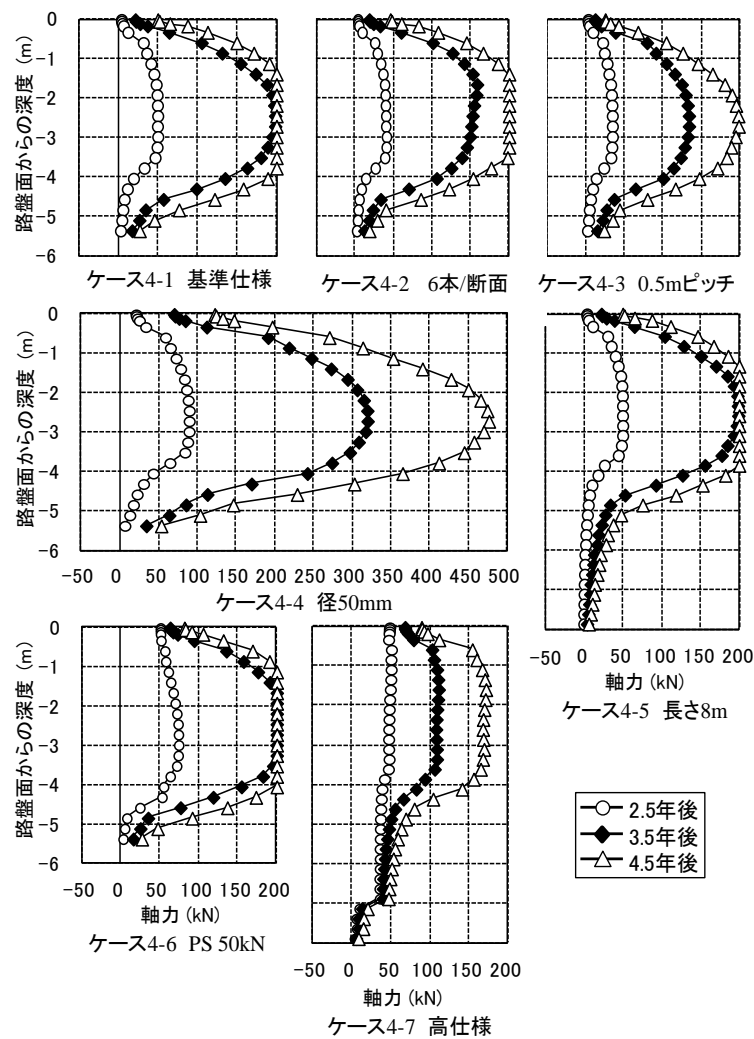


図-7.20 中央通路寄りのロックボルトの軸力分布（ケース 4）

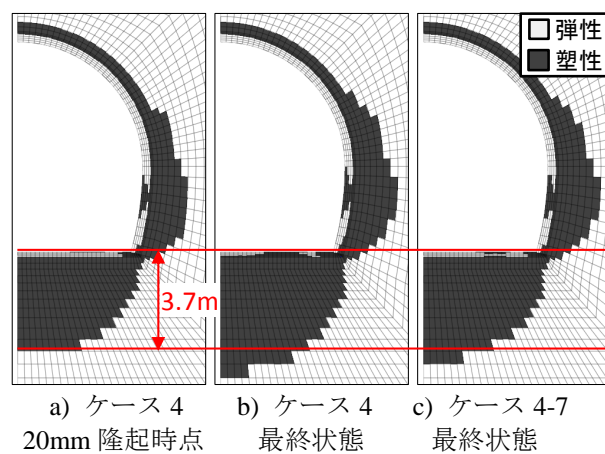


図-7.21 塑性領域分布（ケース 4）

(3) ケース2とケース4の比較と考察

ケース2は、地山の強度が小さく、建設時に大きな変位が発生したトンネルで、インバートがあるにも関わらず供用中に路盤隆起が発生した場合を想定している。一方、ケース4は、建設時の地山強度は比較的大きく、建設時の変位もそれほど大きくなかったためインバートを省略したものの、供用中の地山劣化により路盤隆起が発生している場合を想定している。以下、図-7.14～図-7.21で得られた結果を基に、ケース2とケース4のロックボルトの効果を比較する。

ロックボルトの本数や径を大きくすることにより、ケース2、ケース4ともにロックボルトの隆起抑制効果が増した。本数や径の増加は合計の定着力の増加につながり、効果が増したと考えられる。

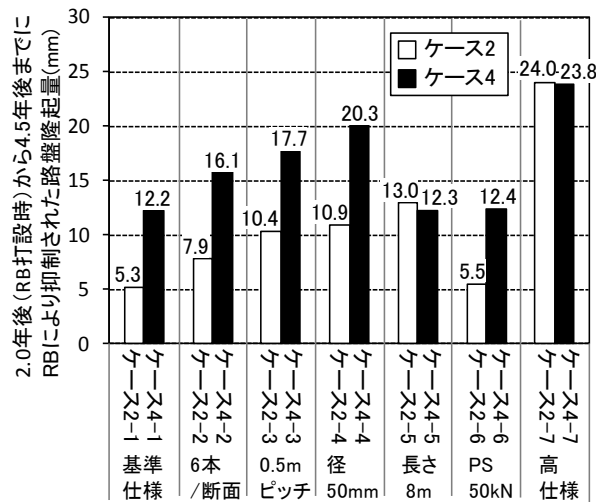


図-7.22 ロックボルトにより抑制された路盤隆起量

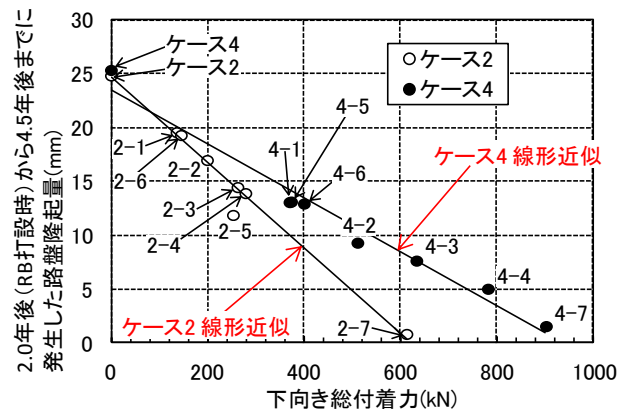


図-7.23 総付着力と隆起量の関係 (2.0～4.5年後)

ロックボルトの長さを長くすることは、塑性領域が広くて地山の強度が小さいケース 2 では、より長期にわたって路盤隆起抑制効果が発揮できることとなり効果が大きかったが、塑性領域が狭くて地山の強度が大きいケース 4 では、ロックボルト長 5.5 m ですでに十分でありそれ以上長くしても効果は見られなかった。ロックボルトの長さは想定される定着力がボルト材の降伏耐力を超えないように、決定する必要があるといえる。

プレストレスの導入については、打設初期の効果は向上することが確認されたものの、ケース 2 では付着切れに至るまでの期間が、ケース 4 ではボルト材降伏に至るまでの期間が、それぞれ短くなり、最終的な路盤隆起量はプレストレスなしとあまり変わらない結果となった。

高仕様としたケースについては、ケース 2、ケース 4 ともにいずれも最も大きな隆起抑制効果を発揮した。1 つの仕様だけを向上させるより、このように複数の仕様を組み合わせることで向上させることにより、より一層効果が大きくなることが分かる。

図-7.22 に 2.0 年後（ロックボルト打設時）から 4.5 年後までにロックボルトにより抑制された路盤隆起量をケースごとに示す。このように全体的にみると、ロックボルトによる隆起抑制効果はケース 2 よりもケース 4 の方が総じて大きいことが分かる。これはケース 2-1～2-7 では、ケース 2-5、2-7 を除いて付着切れが発生し、十分な定着が取れなかったためと考えられる。ケース 2-7 のように付着切れや、ボルト材降伏が発生しないようなロックボルト長やロックボルト径を有する場合については、むしろケース 4-7 よりも隆起が抑えられていることが分かる。

高仕様としたケースを除いたケース 2-1～2-6 で最も効果が大きかったのは長さを長くしたケース 2-5 であり、同じくケース 4-1～4-6 で最も効果が大きかったのは径を太くしたケース 4-4 であった。これよりケース 2 のように、インバートがあっても大きな隆起が発生するような軟質な地山では付着切れが発生しないようにロックボルト長を長くすることが最も有効であり、ケース 4 のようにある程度付着が取れる地山の場合には、ボルト材が降伏しないように径を増すことが最も有効であったことが分かる。

図-7.23 にロックボルト打設時から 4.5 年経過するまでの間に発生した路盤隆起量とロックボルトの奥行き 1 m 当たり（路盤面積 8.6 m² 当たり）の下向き総付着力の関係を示す。ここで、ある下向きロックボルトが隆起に対抗して発揮している下向き付着力の合計はそのロックボルトの軸力の最大値と一致する。よって、ここでの下向き総付着力は、 $y = 22 \text{ m} \sim 23 \text{ m}$ の 1 m の範囲内の全下向きロックボルトについて、4.5 年後の状態における軸力の最大値を足し合わせた値としている。

図より、下向き総付着力と路盤隆起量には負の線形的相関関係があり、付着力が大きいほど路盤隆起を抑制できていることが分かる。ケース 2 はケース 4 と比較して付着力が小さいため全体的に隆起抑制効果が小さかったことが分かる。ケース 2 のような付着力が絶対的に不足しがちな地山においては路盤隆起を小さく抑制するためには複数の仕様を向上させ高仕様としたロックボルトが有効であると考えられる。

なお、ケース2の線形近似の傾きとケース4の線形近似の傾きとでは、ケース2の方が傾きが大きい。すなわち、ケース2の方が、より小さい付着力でも大きな路盤隆起抑制効果が得られていることが分かる。これは、ケース2の方がケース4よりも地山の変形係数が小さいため、隆起を抑えるのに必要な荷重も小さくて良いということに起因している。一方で、一般的な変状トンネルの対策工設計においては、変位速度を目安として対策工ランクが決められており、インバートがあって隆起が発生している場合には地圧規模が大きいと想定されるため、対策工のランクを上げることが必要とされている¹⁴⁾。しかし実際には、インバートがある場合と、インバートがない場合とで同じ変位速度である場合には、構造条件が良いインバートがある場合の方が地山条件は悪いと考えられる。すなわち、地山の変形係数はインバートがある場合の方が低いと考えられ、付着切れ等が発生しない十分な条件で同等の対策工を実施した場合、インバートがある場合の方が効果が大きいと考えられる。

(4) 地山条件に応じたロックボルトの仕様の考え方

これまでの検討から、十分な仕様であれば、付着切れやボルト材の降伏が防がれ、ある程度長期にわたり安定して路盤隆起を抑制することも可能であることが確認された。地山条件に応じたロックボルト仕様の考え方を表-7.9のように整理する。

強度が小さい地山では付着切れを防ぐことが、強度が比較的大きい地山ではボルト材の降伏を防ぐことが重要となる。プレストレスを導入すると付着切れやボルト材降伏に至る期間が短くなるため、即効性を期待してプレストレスを導入する場合は、強度が小さい地山では十分な長さを確保しておくことが、強度が大きい地山では径を大きくすることが重要となる。このように、バランス良く仕様を向上させることが重要であると考える。

表-7.9 地山条件に応じたロックボルト仕様向上の考え方

	向上させるロックボルトの仕様			
	本数	径	長さ	プレストレス
強度が小さい地山 (付着切れの防止)	○	○	◎	△
強度が大きい地山 (ボルト材降伏の防止)	○	◎	×	△

◎：非常に有効，○有効，△：やや有効，×：効果なし

7.5 まとめ

本章では、トンネルの建設から供用中に発生する路盤隆起およびその対策工までを一貫して数値解析でモデル化することにより、建設時の影響を考慮して路盤隆起現象やその対策工の効果を検討した。数値解析では、地山条件、支保パターン、供用中の路盤隆起対策工としての下向きロックボルトの仕様をパラメータとして検討し考察を行った。本章で得られた主な知見を以下にまとめる。

- 1) トンネルの建設から供用中の変状発生およびその対策工までをモデル化した数値解析により、建設時にインバートを施工しておくことで供用中の変状が抑えられることが確認された。また、近年、施工事例が増加している早期閉合についても、建設時の変位、塑性領域の抑制のみならず、供用中の変状抑制にも効果的であることが確認された。
- 2) 対策工の効果は変位速度がどれだけ減少するかで評価されることが多いが、下向きロックボルトによる対策工実施後の変位速度は必ずしも一定ではなく、徐々に効果が薄れ、場合によっては対策工前の変位速度よりも大きくなる場合もあることを示した。すなわち、下向きロックボルトにより一旦は隆起が収束しても、また隆起が進行し始める場合もあるので、打設後も長期にわたって計測を継続することが重要であると考えられる。
- 3) 塑性領域内に打設されたロックボルトでも、特に施工後すぐには十分に長いロックボルトと同等の隆起速度抑制効果が得られるが、すぐに効果が小さくなるため、強度が小さい地山では塑性領域外に十分な定着を取れる長さとするのが、ロックボルトが長期にわたって効果を発揮し続けるために重要であることが分かった。
- 4) プレストレスを導入することで、付着切れやボルトの降伏に至るまでの期間は短くなるものの、打設初期の路盤隆起抑制効果は向上することが確認された。
- 5) インバートがあっても大きな隆起が発生するような軟質な地山では付着切れが発生しないようにロックボルト長を長くすることが有効であり、ある程度付着が取れる地山の場合には、ボルト材が降伏しないようにボルト径を増すことが重要であることが分かった。
- 6) 下向きロックボルトの設計にあたっては、付着切れやボルト材降伏が発生しないように、ロックボルトの本数、径、長さ、プレストレスの有無について、地山の状態を考慮しつつ決定する必要がある。十分な仕様であれば、ある程度長期にわたり安定して路盤隆起を抑制することも可能であることが確認された。

本章の検討のように、トンネル建設時の影響を考慮して供用中の変状および対策工を評価することはライフサイクルコストを考慮した設計施工を目指す上で重要であると考えられる。本章の検討により、建設時の工法や支保、インバートの有無が供用中の変状に与える影響や路盤隆起対策工としてのロックボルトの仕様が隆起抑制効果に与える影響がある程度評価された。

ただし、本章では、インバートありとなしの比較はできたものの、インバート半径の検討まではできていない。よって、次章では、本章と同様の手法を使用し、インバート半径をパラメータとした数値解析を実施する。

参考文献

- 1) 嶋本敬介, 野城一栄, 小島芳之, 塚田和彦, 朝倉俊弘: 建設時の影響を考慮した山岳トンネルの路盤隆起現象とその対策工に関する研究, 土木学会論文集 F1, Vol.69, No.2, pp.105-120, 2013.
- 2) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構: 山岳トンネル設計施工標準・同解説, pp.311-314, 2008.
- 3) アイダンオメール, 赤木知之, 伊藤孝, 川本眺万: スクイーピング地山におけるトンネルの変形挙動とその予測方法について, 土木学会論文集Ⅲ, No.448, pp.73-82, 1992.
- 4) 赤木知之, アイダンオメール, 伊藤孝, 川本眺万: スクイーピング地山におけるトンネル壁面変位の予測と支保の設計, 第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.719-724, 1994.
- 5) 蔣宇静, 江崎哲郎, 横田康行, 禿秀和: 地山特性曲線に影響を及ぼす要因の定量的分析, 第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.767-772, 1994.
- 6) 土屋敬: トンネル設計のための支保と地山物性に関する研究, 土木学会論文集, No.364, pp.31-40, 1985.
- 7) 土木学会: トンネルライブラリー第16号 山岳トンネルにおける模型実験と数値解析の実務, 2006.
- 8) 松長剛, 熊坂博夫, 小島芳之, 朝倉俊弘: 地山強度の経時劣化を考慮したトンネル変状の予測と対策に関する研究, 土木学会論文集 C, Vol.799, pp.75-88, 2005.
- 9) 川田晶仁, 蔣宇静, 棚橋由彦: 地山強度の経時的低下を考慮した変状予測と補強工法効果の評価に関する研究, トンネル工学論文集, Vol.15, pp.31-38, 2005.
- 10) 奥井雄三, 太田裕之, 早川泰史, 伊佐治晋: 緩慢に進行する盤ぶくれ現象の調査とトンネルの安定性評価に対する一考察, トンネル工学報告集, Vol.20, pp.85-92, 2010.11
- 11) 里優, 竹田直樹, 亀村勝美: 強度の時間依存性に着目した岩盤の解析, 第18回土質工学研究発表会, pp.817-820, 1983.
- 12) 石田良二: スメクタイトを含む軟岩の諸性質および劣化に関する基礎的研究, 早稲田大学学位論文, 1995.
- 13) ITASCA Consulting Group, Inc.: FLAC^{3D} Version 4.0 Structural Elements, 2009.
- 14) 鉄道総合技術研究所: 変状トンネル対策工設計マニュアル, p.49, 1998.

第8章 インバート半径が路盤隆起に与える影響に関する検討

本章では、第7章と同様の手法により、トンネル掘削から供用後の路盤隆起およびその対策工までを一貫してモデル化する手法により、インバート半径が供用後に発生する路盤隆起に与える影響等を評価した。さらに、地中変位やロックボルトの軸力についても評価し、それらの計測時の注意点について言及した¹⁾。

8.1 はじめに

インバート半径が小さいほど路盤隆起を小さく抑える効果があることは想像に難くないが、定量的に評価した事例は少なく、検討されていたとしても簡易なモデル化で行われているのが現状である。よって本章では、より実現象に近いモデル化でインバート半径の影響を評価するべく、前章のトンネルの建設時の影響を考慮した手法を用いて、インバート半径が供用後に発生する路盤隆起に与える影響について検討する。

また、供用開始後のトンネルでは周辺地山の塑性化の進行に伴い、トンネル内空への押し出しが発生し、対策工が必要になることがある。このとき、緩み範囲の把握や対策工としてのロックボルト長決定のために地中変位計測やロックボルトの軸力計測がなされることがある。トンネル掘削により発生する変位分布や応力変化については、理論、数値解析や各種計測結果から、ある程度理解が進んでいると思われるが、供用開始後の地圧による変状に対しては、地中変位分布や塑性領域、応力分布、対策工としてのロックボルトの効果等の関係は必ずしも整理されているとは言い難い。そこで本章では、インバート半径に関する検討と併せて、供用後の地圧による変状に着目した地中変位やロックボルトについても検討する。

8.2 トンネル掘削時に関する検討

8.2.1 解析条件

解析モデル図を図-8.1に示す。境界条件や解析入力物性値等は、前章と同一である。

解析ケースは表-8.1に示す通り、インバートの曲率半径（以下インバート半径）をパラメータとして5ケース、さらに標準的なインバート半径13.25 mのケースについては、供用後の下向きロックボルトの長さをパラメータとして3ケース、合計、8ケースを実施した。ただし、本節はトンネル掘削時の検討であるので、ケース3-1～ケース3-3については対象外である。また本節は主にインバート掘削前までについて述べるので、ケース1～ケース5の間で本質的に差はないため、解析結果は本節ではケース3についてのみ示す。

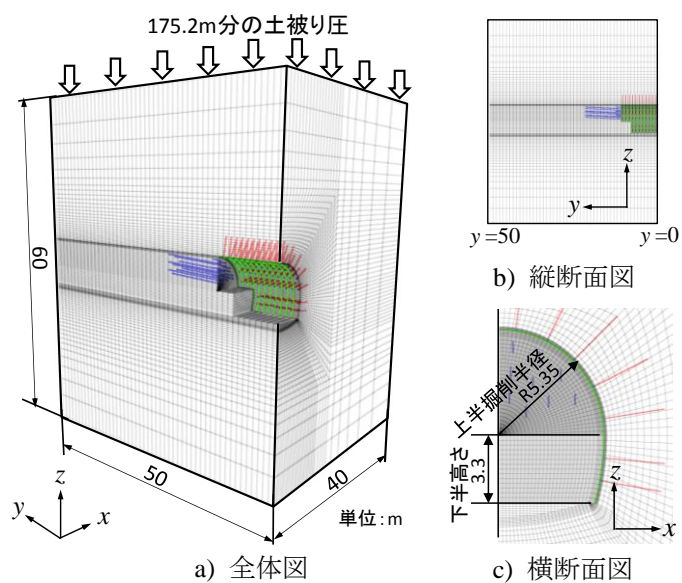


図-8.1 解析モデル図 (ケース 1)

表-8.1 解析ケース

解析ケース	インバートの 曲率半径 (m)	供用後の下向きロッ クボルトの長さ (m)	
ケース 1	8	なし	
ケース 2	10		
ケース 3	13.25		3
ケース 3-1			5.5
ケース 3-2		8	
ケース 3-3			
ケース 4	20	なし	
ケース 5	40		

それぞれのインバート半径についてトンネル完成後の断面図を図-8.2に示す。また、インバート曲率とインバート部掘削断面積の関係を図-8.3に示す。これより、インバートの曲率と掘削断面積の関係は線形的であることが分かる。

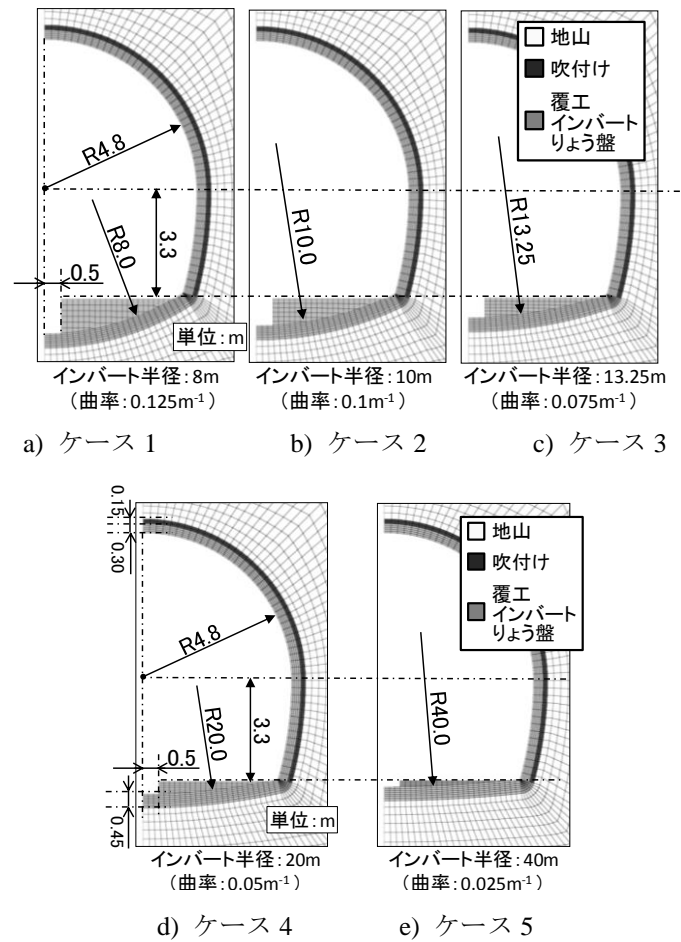


図-8.2 解析ケースとトンネル断面図

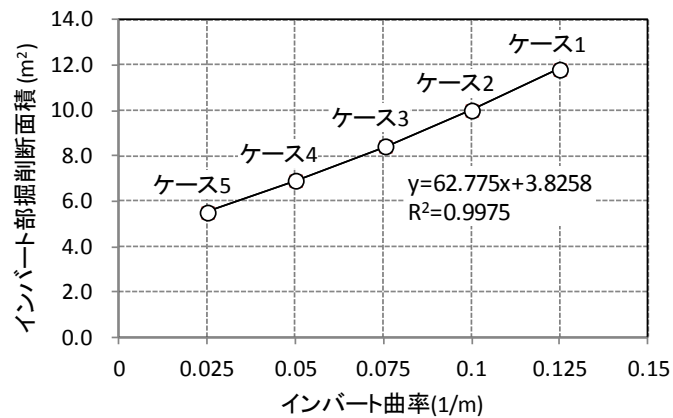


図-8.3 インバートの曲率と掘削面積の関係

(2) 掘削解析

解析の流れを表-8.2 に示す。掘削解析は、表-8.2 に示した通り、1 m ずつ実施しており、それぞれの上半切羽位置で○が記載されている内容を左から右に順に解析で実施している。掘削は要素を除去することで表現し、ベンチ長は 3 m で実施した。

支保パターンについては、一般的なものとして表-8.3 のように設定した。ロックボルトは全ケースにおいて、上半 10 本、下半 4 本の 14 本（半断面で 7 本）、長さ 3 m のロックボルトを Cable 要素によりモデル化した。吹付けコンクリートについては、弾性係数 $E = 4000 \text{ MPa}$ 、ポアソン比 $\nu = 0.2$ の弾性体として、ソリッド要素でモデル化した。

表-8.2 に示した 50 m 分の掘削および支保が全て完了した後、インバート部掘削を実施した。インバート部掘削は、実際は 10.5 m 程度を 1 スパンとして実施するが本解析では簡単のため、モデル化した 50 m 分を一度に実施している。その後、全ケースで図-8.2 に示すインバートおよび 2 次覆工の打設を実施した。

なお、12.5 m の鏡ボルトをラップ長 3.5 m として上半切羽に 18 本（半断面で 9 本）、Cable 要素によりモデル化している。

表-8.2 ケースごとの解析の流れ

上半切羽 位置 y (m)	鏡ボルト	上半掘削	上半支保工 (鋼製支保工, 吹付け, RB)	下半掘削	下半支保工 (鋼製支保工, 吹付け, RB)
y=0→1	○	○	○		
y=1→2		○	○		
y=2→3		○	○		
y=3→4		○	○	○	○
y=4→5		○	○	○	○
y=5→6		○	○	○	○
y=6→7		○	○	○	○
y=7→8		○	○	○	○
y=8→9		○	○	○	○
y=9→10	○	○	○	○	○
y=10→11		○	○	○	○
中 略					
y=45→46	○	○	○	○	○
y=46→47		○	○	○	○
y=47→48		○	○	○	○
y=48→49		○	○	○	○
y=49→50		○	○	○	○

*上半掘削, 下半掘削 (要素除去) 後には収束計算を実施

表-8.3 支保構造

場所	鋼製支保工	吹付け	RB
上下半	150H	150 mm	3 m×14 本
インバート部	なし	なし	なし

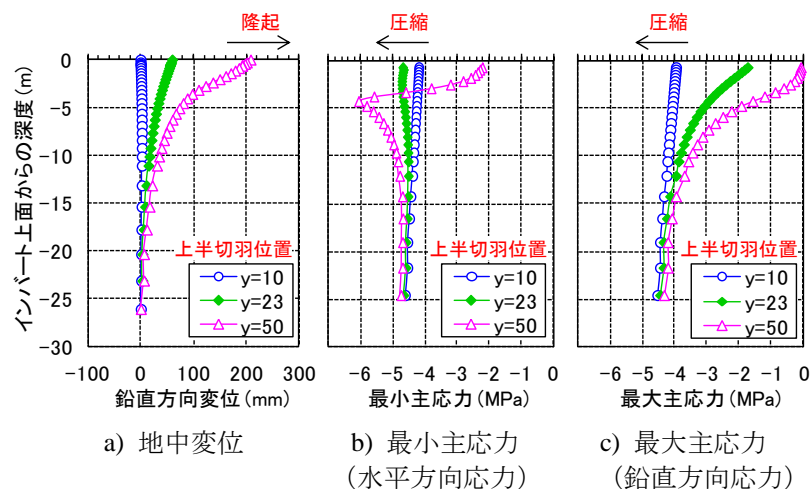
8.2.2 解析結果

本節の解析結果は、先述したとおり、インバート掘削前までについて述べるため、ケース間で本質的な差がないため、ケース3（インバート半径 13.25 m）のみにについて示す。

トンネル延長方向を y 軸として $y = 23$ m 位置（図-8.1 参照）のトンネル中央部（CL：センターライン）のインバート下の地中変位，応力状態を図-8.4 に示す。縦軸はインバート上面からの深度としている。すなわち，図-8.2 の中央通路部のインバート上面からの深度ということになる。

なお，この段階ではインバートは未掘削であり，インバート部，中央通路部は地山要素となっているが，次節の供用後の地中変位，応力と同じ縦軸とするために，このような整理としている。地山の応力については圧縮を負として整理している。本報告では地山の応力は最小主応力，最大主応力ともに常に圧縮であるため，以降，圧縮応力が大きくなることを応力が増加する，あるいは大きくなると記載し，圧縮応力が小さくなることを応力が低下する，あるいは小さくなると記載する。

図-8.4 よりトンネル掘削時の路盤部の地中変位は解析結果では深度 20 m 程度から発生しており，特に深度 5 m 以浅で大きくなっていることが分かる。最小主応力（水平方向応力）は，切羽未到達の $y = 10$ m の時点では，土被りに比例して大きくなっているが切羽が近付くと，トンネル近傍で圧縮側に偏り，切羽が通過すると，インバート上面からの深度 5 m 弱の位置において応力状態が急変し，応力が小さくなっていることが分かる。最大主応力（鉛直方向応力）は切羽の進行にしたがって，徐々に小さくなっていることが分かる。


図-8.4 $y=23$ m 位置路盤部の地中変位，応力状態（建設時）

ここで、図-8.5に上半切羽位置が $y = 10\text{ m}$, $y = 23\text{ m}$, $y = 50\text{ m}$ 時点における、 $y = 23\text{ m}$ 位置の塑性領域図を示す。これより、圧縮応力が急変しているインバート上面からの深度 5 m 弱は塑性領域と一致していることが分かる。

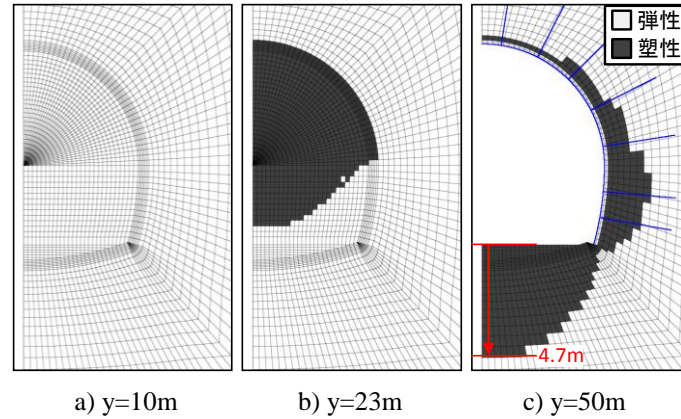


図-8.5 $y=23\text{m}$ 位置における、切羽進行に伴う塑性領域の変化

8.3 供用中の変状に関する検討

本節では前節のモデルを引き継ぎ、トンネル供用中に発生する変状のシミュレーション解析を実施する。

8.3.1 解析条件

ここからの供用開始後の解析条件は7.3と同様である。ただし7章では、対策工の効果を変位速度で評価することを目的に、変位速度が 10mm/年 ということから時間軸を導入したが、本章ではせん断強さ c を低下させる時点で、せん断強さ c の低下と時間 t の関係を仮定することで時間軸を導入する。すなわち、強度低下は全地山要素について、それぞれの要素の破壊接近度 R に応じてせん断強さ c を時間 t の関数として低下させる手法とした。今回、50ステップに分けて徐々に強度低下させるものとし、解析ステップ n として、 $n = t$ (年) とした。 $n = 1 \sim 50$ の各解析ステップでは収束計算をし、その時点での釣合い状態を得ている。

せん断強さ $c(n, m)$ は式(8.1)のように定義した。

$$\begin{aligned} c(n, m) &= c_0 \cdot \exp(-a(n, m) \cdot t) & (0 \leq t \leq 50) \\ c(n, m) &= c_0 \cdot \exp(-50 \cdot a(n, m)) & (50 \leq t) \\ a(n, m) &= \lambda_c \cdot RR(n, m) \end{aligned} \quad (8.1)$$

ここで、 $RR(n, m)$ は、式(7.2)の通りである。式(8.1)に示す通り、今回は $t = 50$ 年で地山の強度低下が収まり、変状が収束すると仮定した。 λ_c は前章の式(7.3)と同じであり、劣化の

しやすさを表す定数である。よって、 λ_c は実際には、スレーキング試験結果等の劣化要因を考慮しつつ、現実の変位計測結果とフィッティングすることで求めることになるが、今回は実際のトンネルの解析ではなく、一般的なトンネル変状発生時の検討が目的であるので、インバート半径 13.25 m で 50 年後にインバート隆起が 50 mm 程度発生するという観点から $\lambda_c = 0.048$ とした。なお、式(7.3)と式(8.1)は本質的に同じ式であり、 $\lambda_c = 0.048$ の時、強度低減率 $RR = 1$ の要素では、1 ステップ（本章では 1 年に相当）あたり 4.8% ずつせん断強さ c が低下していくこととなる。図-8.6 に最も強度が低下した地山要素、すなわち常に強度低減率 $RR = 1$ の地山要素のせん断強さ c と時間 t の関係を示す。

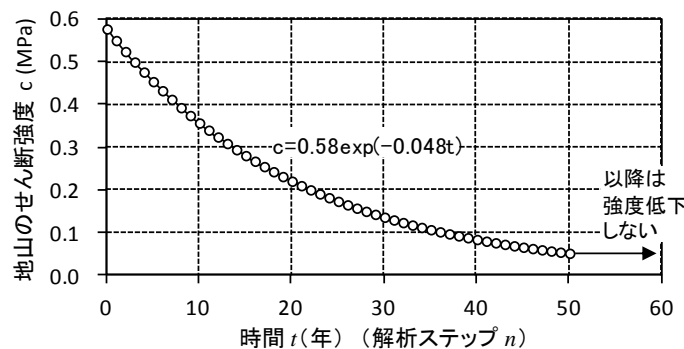


図-8.6 地山の強度と時間経過の関係（常に $RR=1$ の場合）

8.3.2 解析結果

(1) ケース 3 ($R=13.25\text{m}$) の解析結果

先述した解析条件で解析を実施し、得られた地山のせん断強さ分布を図-8.7 に、塑性領域分布を図-8.8 に示す。これより、徐々に地山の強度低下が進行し、塑性領域も拡大していることが分かる。細かい点を言えば、地山の全要素が一様に強度低下するようにした場合^{たとえ²⁾}は安定した応力状態の要素まで地山の強度を低下させるので、塑性領域は時間経過とともに顕著に拡大していくが、今回のモデルの場合では、応力状態が破壊に近い状態の地山の強度が低下し、保持できなくなった応力が再配分され、周辺地山が負担することとなり、塑性領域が若干拡大したが顕著ではなかった。

供用中の地山の強度劣化に伴う変状について、ケース 3 の路盤部 ($y = 23 \text{ m}$) の地中変位、応力分布を図-8.9 に示す。図-8.4 の掘削時の地中変位と比較すると、鉛直変位量が掘削時は最大 200 mm、供用中は最大 50 mm と平等な比較ではないものの、そのことを差し引いても、供用中の変状は、掘削時よりも地中変位の影響範囲が狭いことが分かる。掘削時の地中変位の影響範囲は、今回の解析では塑性領域の 3 倍程度の範囲に及んだのに対して、供用後の地中変位の発生範囲は塑性領域と一致している。また、それ以深では、変位が下向きとなっている。

つづいて、図-8.4 と図-8.9 の応力状態の変化を比較すると、掘削時よりも供用中の方が

応力の変化量が小さいことが分かる。また、最大主応力（鉛直方向応力）は、掘削時は切羽の進行とともに低下していたのに対して、供用中ではインバートが打設されているため、時間が経過するほど、すなわち強度が低下するほど大きくなっていることが分かる。この最大主応力（鉛直方向応力）は、インバートに作用する応力とも読み取ることができ、図-8.9の最大主応力のグラフは時間が経過するほど、インバートに作用する応力は大きくなり、インバートの隆起量も大きくなるという状況を示している。

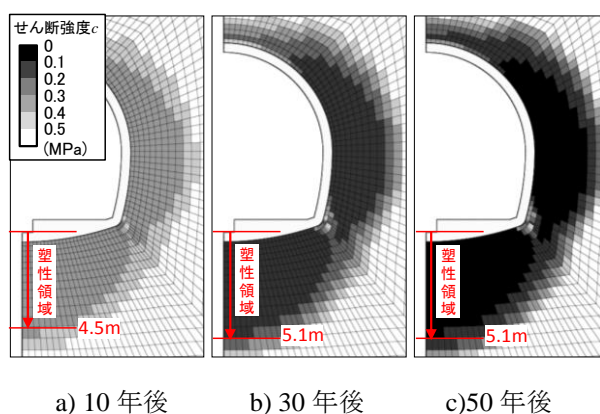


図-8.7 10 年後, 30 年後, 50 年後のせん断強さ分布 (R=13.25)

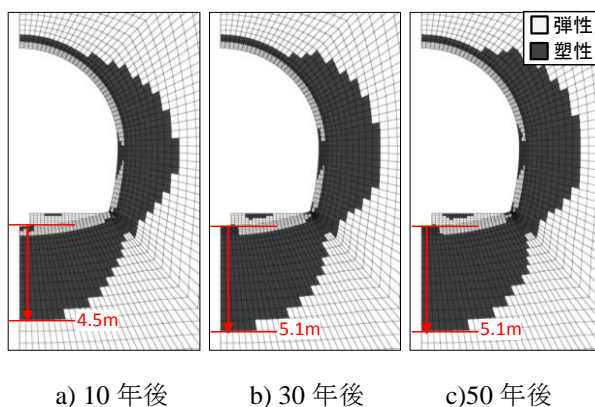


図-8.8 10 年後, 30 年後, 50 年後の塑性領域分布 (R=13.25)

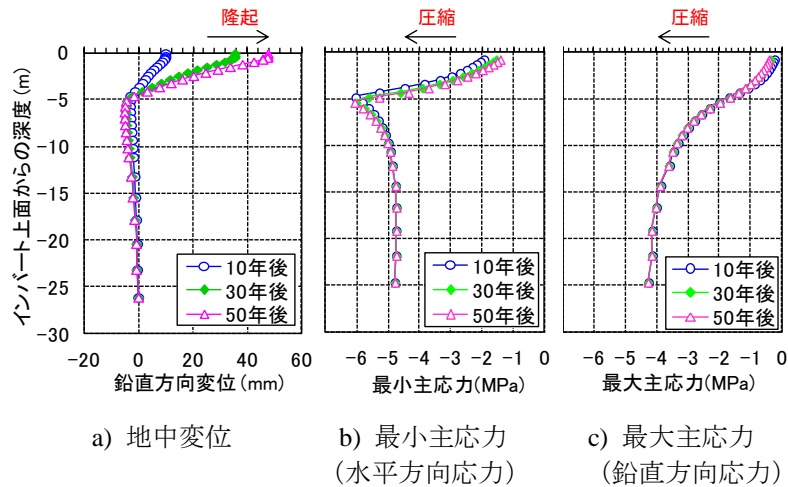


図-8.9 路盤部の地中変位、応力分布 (R=13.25m, 供用中)

(2) インバート半径の影響

図-8.2 に示したように、インバート半径をパラメータとして実施した解析の結果を以下に示す。

図-8.10 に経過時間とインバート変位量の関係を示す。インバート半径が大きいほどインバート隆起量が大きいことが分かる。

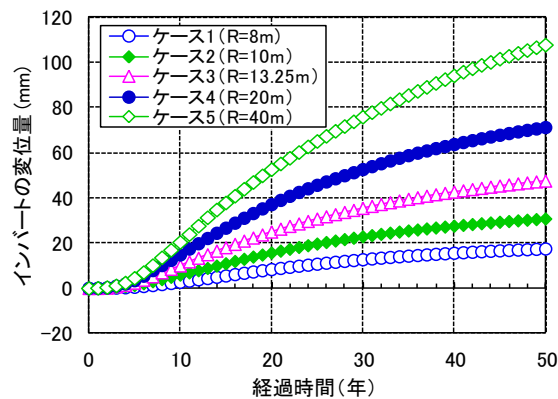


図-8.10 経過時間と変位量の関係

図-8.11 にインバート変位量とインバートに作用する応力（インバート中央通路部直下の地山要素の最大主応力）との関係を示す。荷重-変位の関係とみると、インバート半径が小さい程、剛性（荷重-変位の傾き）の大きい状態を保持できていることが分かる。また、竣工後数年は、剛性が大きいため図-8.10 でインバートの隆起が小さく抑制されていたことが確認できる。

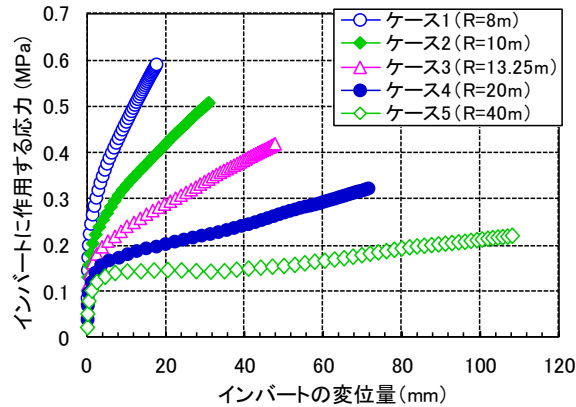


図-8.11 インバートに作用する応力と変位量の関係

図-8.12に50年後の時点でインバートに作用する応力とインバートの変位量の関係を示す。ケース1～5の他に、覆工とインバートを剛とした解析も実施し、この結果もプロットしている。これより、本解析では0.7 MPa程度（初期地圧4 MPaの2割弱に相当）の内圧をインバートに与えることができればインバートの変位を抑止できることが分かる。

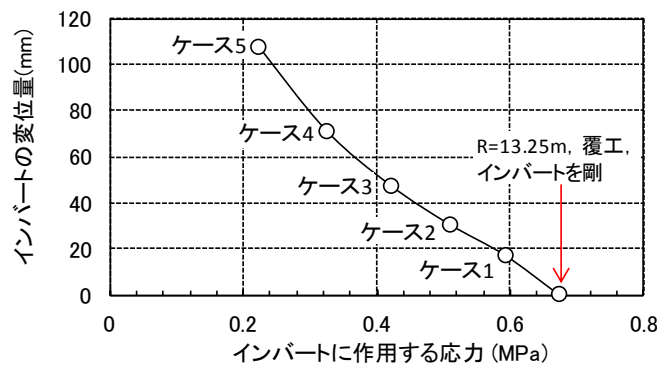


図-8.12 インバートに作用する応力と変位量の関係（50年後）

図-8.13に横軸をインバート半径、縦軸を費用対効果としたグラフを示す。ここで、「効果」は一検討として、各ケースのインバート変位量と $R = 40\text{m}$ のケースのインバート変位量との差、「費用」はインバート部掘削断面積の2乗と仮定した。このような条件の下では、 $R = 13.25\text{ m}$ のケースで最も費用対効果が大きい結果となった。すなわち、費用を実情に合わせて算定すれば、費用対効果の観点から合理的なインバート半径が決定できることが示された。

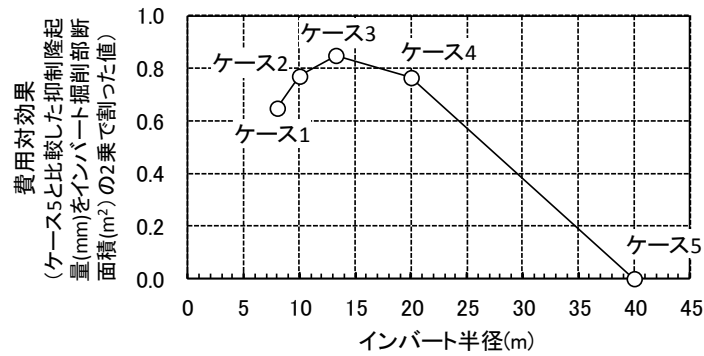


図-8.13 インバート半径に関する費用対効果試算の一例

図-8.14 にインバート中央通路部直下の地山要素の最小主応力、最大主応力の経時変化を示す。ここで、最小主応力は水平方向応力、最大主応力は鉛直方向応力（インバートに作用する応力）に該当する。これより、インバート半径が大きい程、最小主応力は大きく低下し、最大主応力はあまり増加しないことが分かる。すなわち、図-8.15 の模式図に示す通り、インバートの剛性が小さい場合、地山の強度が低下すると、インバート下地山からインバートに荷重が作用するが、インバートが容易に隆起するため、最大主応力の増加は大きくはならず、最小主応力が大きく低下することが分かる。なお、最小主応力、ここでは水平方向応力が低下すると、その分の水平方向応力は深部の地山で負担することになる。すなわち、インバート剛性が低いほど深部地山への応力再配分により塑性領域が広がりやすいと考えられる。図-8.16 にインバート半径と塑性領域の関係を示す。インバート半径が小さい程インバート剛性が高いとみなせるが、形状も変わるため、インバート剛性と塑性領域の広がりには限定した関係が得られているわけではないが、インバート半径が大きいほど塑性領域が拡大しやすい傾向が見られる。

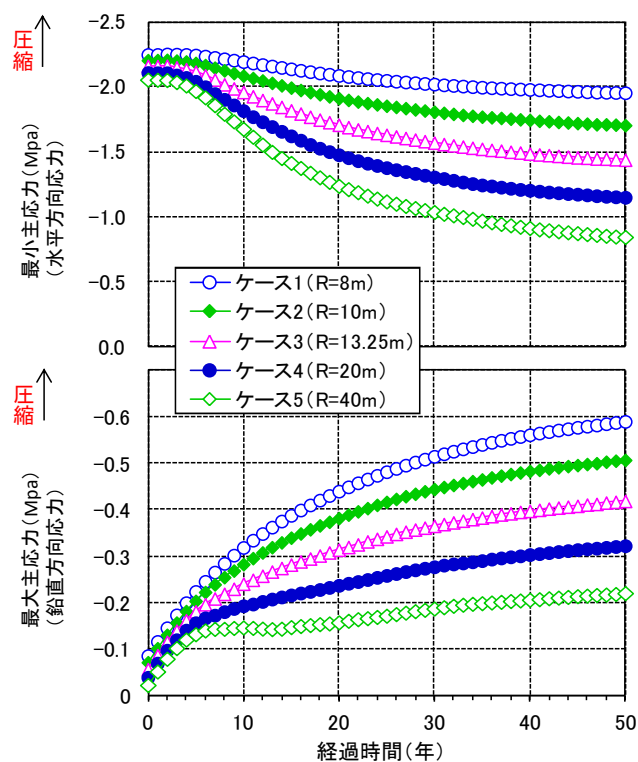


図-8.14 地山強度が低下する時の時間経過とインバート下の地山の応力状態の関係

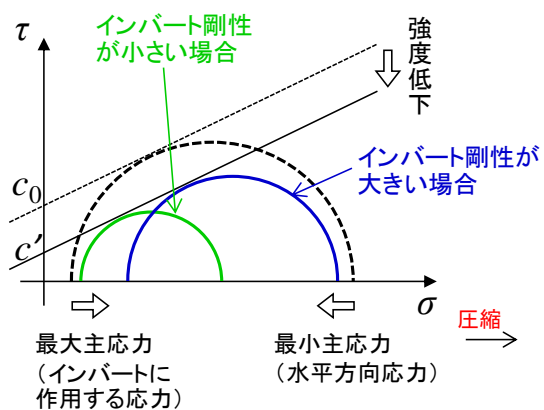


図-8.15 供用中の地山強度低下による路盤隆起発生時のインバート下地山の応力状態変化の模式図

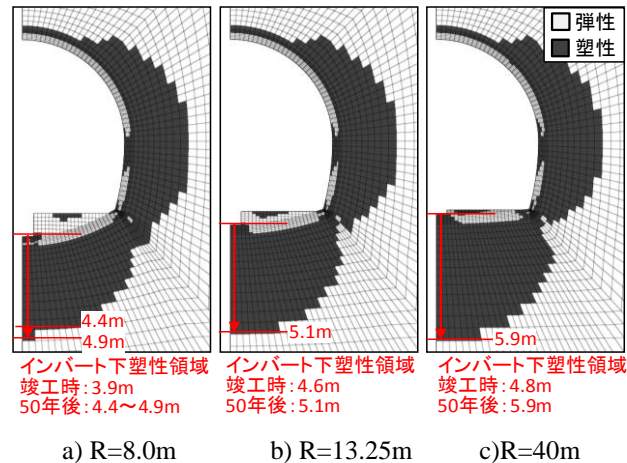


図-8.16 インバート半径と塑性領域の関係（50年後）

(3) ロックボルト長さの影響

ここでは、供用中の変状対策工としてのロックボルトの長さをパラメータとして実施した解析の結果を以下に示す。路盤隆起が 20 mm に達した時点で下向きロックボルトによる対策工を施工するという解析を実施する。ロックボルトのモデル化は前章と同一である。

図-8.17 にインバート変位量と経過時間の関係を示す。図-8.18 にロックボルトの軸力分布の経時変化を示す。これより、ロックボルトにより、インバート隆起速度を抑制できていることが分かる。ロックボルトの長さが 5.5 m でちょうど塑性領域の広さ（すなわち地中変位の発生範囲、いわゆる緩み範囲）と同程度となる。図-8.17 より、ロックボルトの長さが塑性領域よりも短い 3 m であっても、打設当初は若干効果を発揮することが分かる。ただし、その後は効果がほとんどなくなっている。図-8.18 よりボルト長 3 m の場合は軸力は 25 年後（打設から 5 年後）が最も大きく、その後、35 年後、45 年後と経過するに従って小さくなっていることが分かる。これは、先述したとおり、本解析において、ボルトと地山の間の付着強度の劣化を表現しているためである。ボルトが 8 m ある場合には、図-8.17 より、長期的に隆起抑制効果が得られていることが分かる。軸力分布をみると、図-8.18 c) より弾性領域である 5.5m 以深で軸力の変化が大きい、すなわち定着が取れ、大きなせん断力を得ており、先端の深度 7～8 m の位置では軸力が 0 になっており、まだ余裕があることが分かる。参考までにボルト長 10 m のケースも実施したが、やはりボルト長 8 m のケースと隆起抑制効果は同じであった。とはいえ地山の不確実性やばらつきを考慮すると、ボルト長 8 m というのは十分な余裕ではないので、塑性領域の倍程度の長さ（10 m 以上）のボルトを打設するというのが妥当であるとも考えられる。

なお、本解析では図-8.18 c) より、塑性領域よりもかなり浅い位置で軸力がピークを迎えている。ボルトの軸力のピーク位置はボルト軸方向のせん断力の向きが変化する位置と一致するため、ベースプレートがない場合には塑性領域と弾性領域の境界付近で軸力がピークを迎える。一方で今回のモデルでは、ベースプレートをモデル化しており、インバー

ト上面とロックボルト頭部が相対変位なく隆起するため、インバート上面よりも隆起量が大きい領域と小さい領域の境界で軸力がピークを迎えることとなる。ベースプレートが存在する場合には軸力分布のピーク位置がトンネル内面側に寄ることは当然で、多くの論文等でも示されているものの^た例えば^{6),7)}、実務ではベースプレートの効果を見逃し、軸力のピーク位置が緩み領域と一致するとして評価されてしまうこともあり、軸力計測結果の評価時に注意を要する。軸力分布から塑性領域を推定しようと思うと、軸力分布の傾きが変化するところ（図-8.18 c）では深度5～6 m）より深い箇所では、定着が取れていると考えられ、弾性領域であると推定できる。ただし、現実的にはボルト長さ方向の測定間隔は1.5 m程度と大きい場合が多く、精度的にも決して十分信頼が置けない場合もあるため、この評価は難しい場合も多いと思われる。また、図-8.18 を、同一地山で軸力計測用のボルトのボルト長が異なる場合について、得られる軸力分布を比較した図として見ると、ボルト長によって、得られる軸力分布が大きく異なることが分かる。すなわち、地山の緩みを把握するために軸力計測をするとき、計測用ボルトの長さが十分でない場合、地山の緩みの状況を誤解してしまうことを意味する。なお、省略するが、ボルト長が十分長い10 mのケースでは軸力分布は深度0～8 mまではボルト長8 mと全く同じ軸力分布となる。

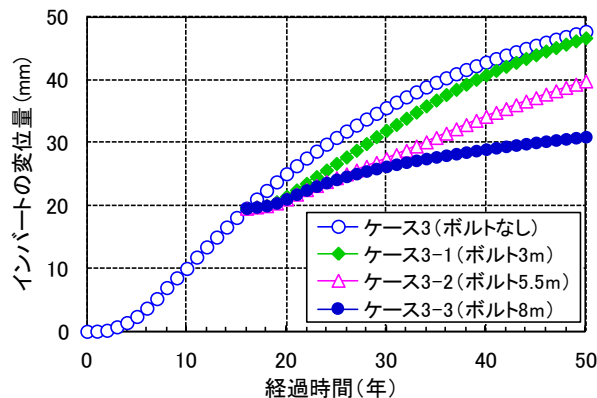


図-8.17 ロックボルトによるインバートの隆起抑制効果

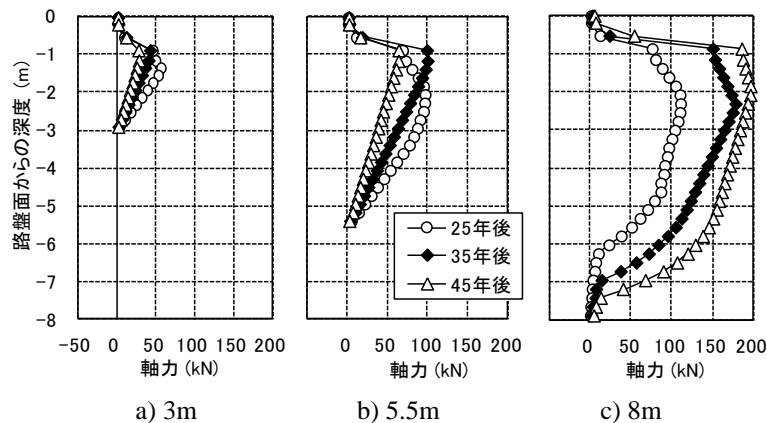


図-8.18 ロックボルトの軸力分布

8.4 まとめ

NATMにより施工されたトンネルの供用開始後の路盤隆起に着目し，地中変位，応力状態について建設時のものと比較した．さらに供用開始後の路盤隆起に対するロックボルトの効果についても検討した．

得られた主な知見を以下にまとめる．

- 1) インバート半径が小さい程，掘削断面積は大きくなるものの，路盤隆起抑制効果が大きくなることを数値解析で示した．すなわち，インバート半径が小さい程，剛性（荷重-変位の傾き）の大きい状態を保持できており，インバートに作用する荷重は大きくなるものの，路盤隆起は抑制できることが数値解析結果として示された．
- 2) 今回の解析条件では，0.7 MPa 程度（初期地圧 4 MPa の 2 割弱に相当）の内圧をインバートに与えることができればインバートの変位を抑止できることが数値解析で示された．
- 3) 建設時と供用中の地中変位を比較すると，供用中の地中変位領域は塑性領域と一致したのに対し，建設時は弾性変形を含むため，影響範囲が広い結果となった．
- 4) 供用開始後の路盤隆起発生時のインバート下の地山の応力状態は，インバートの剛性が大きい場合は最小主応力（水平方向応力）よりも最大主応力（鉛直方向応力）が変化し，インバートの剛性が小さい場合は最大主応力（鉛直方向応力）よりも最小主応力（水平方向応力）が変化した．
- 5) 供用開始後の路盤隆起対策としてのロックボルトは地中変位発生範囲（塑性領域）よりも短くても若干の効果は見られたが効果が小さく，定着長がある程度必要であることが解析上で確認できた．

参考文献

- 1) 嶋本敬介, 野城一栄, 小島芳之, 朝倉俊弘: インバート半径が路盤隆起に与える影響に関する数値解析的検討, トンネル工学報告集, Vol.23, pp.239-246, 2013.11
- 2) 野城一栄, 嶋本敬介, 小島芳之, 高橋幹夫, 松長剛, 朝倉俊弘: 地山劣化モデルによるトンネル変状の再現解析とその長期予測への適用, 土木学会論文集 C, Vol. 65, No. 1, pp.107-119, 2009.
- 3) 石田良二: スメクタイトを含む軟岩の諸性質および劣化に関する基礎的研究, 早稲田大学学位論文, 1995.
- 4) ITASCA Consulting Group, Inc. : FLAC^{3D} Version 4.0 Structural Elements, 2009.
- 5) 鉄道総合技術研究所: 変状トンネル対策工設計マニュアル, p.49, 1998.
- 6) 土門剛, 今田徹, 西村和夫: ロックボルトによる支保内圧効果を考慮した低強度地山トンネルの簡便モデル, 土木学会論文集, No.722, pp.149-167, 2002.
- 7) 福田毅, 熊坂博夫: トンネル掘削時のロックボルトのモデル化に関する検討, 第 67 回土木学会年次学術講演会概要集, III-168, 2012.9

第9章 結論

本研究では、路盤部の隆起現象とその対策工としてのロックボルトに着目し、路盤隆起メカニズムの解明、対策工の設計法を確立することを目的として研究を実施した。得られた結論を以下にまとめる。

第3章では、供用後に路盤隆起が発生した山岳トンネルについて文献調査を実施した。その結果、以下の知見が得られた。

- 1) 供用後に路盤隆起が発生した全事例で地山強度比が小さかったことから、我が国における供用中の路盤隆起は地山の強度低下に伴うスクイーディングが大きな原因であると考えられる。さらに、地山中に存在する膨張性粘土鉱物のスウェリングの影響が否定できない事例も多く存在する。
- 2) 路盤隆起現象は、基本的には時間の経過とともに長期にわたって比例的に隆起が継続しており、対策工実施前に路盤隆起が自然と収束することはほとんどない。
- 3) 路盤隆起の対策工としては、特に鉄道トンネルでは下向きのロックボルトを採用している事例が多い。
- 4) 既往の路盤隆起対策工を実施した山岳トンネルの事例では、ある程度小さい隆起速度の場合に下向きロックボルトのみによる対策工が実施されている。

第4章、第5章では、第3章で想定した路盤隆起のメカニズムである、スクイーディングとスウェリングに着目して、それぞれのメカニズムを表現する模型実験およびその数値解析を実施した。

第4章では、地山を低強度モルタルで模擬し、側方から模擬地山を介してトンネル模型に載荷をする模型実験を実施した。さらに模型実験の数値解析も実施し、下向きロックボルトの効果を定量的に評価した。その結果、以下の知見が得られた。

- 1) 路盤下へのロックボルトは、路盤隆起の抑制に効果があり、インバートは路盤隆起を完全に抑えると同時に、水平内空縮小の抑制効果も高い。
- 2) ロックボルトは打設範囲でせん断帯が発達するのを防ぎ、路盤部を一体として挙動させるというメカニズムで路盤隆起を抑制する。
- 3) ロックボルトの配置としては、変状箇所だけを集中して補強をするとその周りの箇所で変状が進行する可能性があるため、バランス良く打設することが重要である。
- 4) ロックボルトは軸方向に垂直な方向へのせん断力に対する抵抗ではなく、引張材として効果を発揮している。
- 5) ロックボルトの打設角度としては、 20° 程度であればそれほど影響は大きくないが、打設角度を変えることで定着長が不足しないようにすることが重要である。
- 6) ロックボルトの長さは、隆起領域深さの2倍が1つの目安となり、ボルトが降伏しないようにボルト長、ボルト径を設計する必要がある。

第5章では、トンネル模型のインバート下に膨張モルタルを打設することにより、吸水膨張による路盤隆起を模型実験で表現した。また、数値解析も実施し、下向きロックボルトの効果を定量的に評価した。その結果、特に吸水膨張に対する路盤隆起に対して、以下の知見が得られた。

- 1) ロックボルトによる隆起速度の低減効果はある程度隆起が進行すると確認できなくなるが、隆起の急激な進行を抑制する効果は最後まで継続する。
- 2) 下向きロックボルトは、ひび割れの急激な進展等が発生した場合、ロックボルトの軸力が急増することにより、インバートに作用する地圧の急激な低下を防ぎ、急激な隆起を防ぐ。
- 3) インバートの曲率半径が大きく、インバートの剛性が小さい場合の方が下向きロックボルトによる変位の抑制効果は大きい。
- 4) ボルトの本数増加、径の増加により、ボルト打設後の変位速度抑制率が向上し、ボルトが効果を発揮する期間も長くなる。
- 5) ボルト長を長くすると、隆起速度抑制率は大きくならないものの、効果を発揮する期間は長くなる。
- 6) プレストレスの導入は、地山の応力状態を安定化させ塑性化を抑制する「内圧効果」を期待する場合には有効であると予想されるが、「インバート剛性の向上効果」はプレストレスの導入により低下することが分かった。

第6章では、地山の強度がトンネルの供用開始後、時間経過とともに徐々に低下していくとする強度劣化モデルにより、実トンネルの路盤隆起を数値解析で表現し、その路盤隆起に対して、対策工としてロックボルトとインバート打替えの効果を評価した。その結果、以下の知見が得られた。

- 1) 強度劣化モデルによる解析でも路盤隆起発生時に、路盤下にせん断帯が発生するものの、ロックボルトによりこのせん断ひずみを軽減できるという、第4章で得られた結果と整合の取れた結果が得られる。
- 2) 路盤隆起が発生したトンネルに対してインバートの新設を実施することは、路盤部の安定化に極めて効果的である。
- 3) インバートの新設のために路盤部を掘削する時には、水平内空変位の縮小に注意を払う必要がある。

第7章では、供用中の路盤隆起とその対策工の効果について、数値解析によりトンネル掘削時からモデル化することで、建設時の影響を考慮した検討を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- 1) 近年、施工事例が増加している早期閉合は、建設時の変位、塑性領域の抑制のみならず、供用中の変状抑制にも効果がある。

- 2) 対策工の効果は変位速度がどれだけ減少するかで評価されることが多いが、下向きロックボルトによる対策工実施後の変位速度は必ずしも一定ではなく、徐々に効果が薄れ、場合によっては対策工前の変位速度よりも大きくなる場合もあり、打設後も計測を継続することが重要である。
- 3) 塑性領域内に打設されたロックボルトでも、特に施工後すぐには十分に長いロックボルトと同等の隆起速度抑制効果が得られるが、すぐに効果が小さくなるため、強度が小さい地山では塑性領域外に十分な定着を取れる長さとするのが、ロックボルトが長期にわたって効果を発揮し続けるために重要である。
- 4) プレストレスを導入することで、付着切れやボルトの降伏に至るまでの期間は短くなるものの、打設初期の路盤隆起抑制効果は向上する。
- 5) インバートがあっても大きな隆起が発生するような軟質な地山では付着切れが発生しないようにロックボルト長を長くすることが有効であり、ある程度付着が取れる地山の場合には、ボルト材が降伏しないようにボルト径を増すことが重要である。
- 6) 下向きロックボルトの設計にあたっては、付着切れやボルト材降伏が発生しないように、ロックボルトの本数、径、長さ、プレストレスの有無について、地山の状態を考慮しつつ決定する必要がある。十分な仕様であれば、ある程度長期にわたり安定して路盤隆起を抑制することも可能である。

第8章では、第7章と同様の手法により、インバート半径をパラメータとし路盤隆起抑制効果等を検討した。その結果、以下の知見が得られた。

- 1) インバート半径が小さい程、掘削断面積は大きくなるものの、路盤隆起抑制効果が大きくなる。
- 2) 建設時と供用中の地中変位を比較すると、供用中の地中変位領域は塑性領域と一致したのに対し、建設時は弾性変形を含むため、影響範囲が広い結果となる。
- 3) 供用開始後の路盤隆起発生時のインバート下の地山の応力状態は、インバートの剛性が大きい場合は最小主応力（水平方向応力）よりも最大主応力（鉛直方向応力）が変化し、インバートの剛性が小さい場合は最大主応力（鉛直方向応力）よりも最小主応力（水平方向応力）が変化する。

序論でも述べた通り、NATMではインバート部が相対的に弱い傾向にあり、路盤隆起事例は今後とも増えていく可能性も考えられ、路盤隆起対策工の考え方について、共通の認識を作ることが益々重要になると考える。

また、現状のインバートの設計・施工の基準も必ずしも最適であるとは言えず、今後は、地山に対応したインバート構造の判定法や早期閉合の仕様の判定法を研究していく必要があると考える。特に、現状の設計法では供用後の地山の強度劣化が見込まれていない点が大きな問題であると考え。現状では、掘削時の変位を安定化させるために、地山によっ

て支保パターンは変化させるものの、掘削時の変位収束後に施工する覆工やインバートについては大きく変えることはない。変位が収束してから覆工やインバートを施工するのであれば、覆工、インバートにはそれ以上荷重がかからないという概念が根本にあり、一律の巻厚があればどんな地山でも長期安定性が確保できると考えているのが現状の設計である。しかし、掘削時の変位が大きい場合の方が当然、残存支保耐力は小さく、地山の緩みは大きく、劣化しやすい地質では将来的に変状が発生しやすいため、よりしっかりとした覆工、インバートが必要となるはずである。今後、地山の長期安定性評価に基づく供用後のトンネルへの作用荷重の算定法を確立し、供用後に変状が進行するようなトンネルを減らすことに寄与できればと考えている。

最後に、筆者がここまで路盤隆起に関して研究してきた中で感じた、維持管理の実務に関して注意すべき事項や今後の課題について述べておく。

- ①変状事例を分析すると、材料的な問題や、設計や施工上発生した内因のために、外力や環境といった外因に十分に抵抗できずに変状が発生したという事例が多い。よって、変状原因を正確に把握し、変状対策工を設計するためには施工時の情報が非常に重要となる。施工時の情報が供用後の施設管理者に十分に引き継がれることが重要である。
- ②過去の変状事例から、路盤隆起を引き起こす主要因は塑性圧であり、施工上の要因が複合することもあるものの、基本的には地山が不良である場合が多い。同様の地質条件の地山に道路トンネルと鉄道トンネルが存在する場合、そのどちらにおいても路盤隆起が発生することが多い。維持管理段階においても、近隣の道路トンネル、鉄道トンネルに変状事例が見られる場合は注意深く検査し、情報交換することが望まれる。
- ③路盤隆起が発生した場合、健全度の評価や対策工の効果を評価する上で、底盤の変位速度を計測することが不可欠となる。変位速度の計測手法としては、水準測量や地中変位計の設置、鉄道トンネルでは軌道検測車での計測等がある。より簡易で正確な計測手法の開発が期待される。
- ④路盤隆起が発生した場合、対策工の設計をする上で地山の緩み範囲を把握することが重要である。そのためにはボーリングを実施し、弾性波探査を実施したり地中変位計を設置することとなる。ただし、時間と費用がかかるため、そのような調査を実施しないまま対策工を設計することも多い。今後、より簡易に地山の緩み範囲を把握できる手法の開発が期待される。
- ⑤下向きロックボルトによって路盤隆起を抑える場合にも、水により劣化しやすい地山の場合にはロックボルト打設のための削孔水により地山の劣化を促進させ、路盤隆起が進行することも考えられる。実際にそのような事例も存在することから、下向きロックボルト打設中には底盤変位のモニタリングを行い、そのような挙動が見られないことを確認することが望まれる。

謝辞

本研究を遂行し、論文としてまとめる上で、京都大学大学院工学研究科朝倉俊弘教授には終始、貴重なご指導を賜りました。朝倉先生には私が研究室配属をした2004年以来、お世話になりっぱなしです。朝倉教授の指導の下、トンネルの維持管理について卒論、修論を書き、就職は朝倉教授もかつて在籍されていた鉄道総研に就職させていただきました。就職後も朝倉教授には事あるごとにお世話になりました。今の私があるのは朝倉教授のお陰です。心より感謝申し上げます。

京都大学大学院工学研究科塚田和彦准教授にも、私が研究室配属をして以来、非常に多くのことを教えていただきました。論理を大切にする、ズルをしてはいけない、真面目に取り組む、分かりやすく記述するといった、研究者として極めて大切なことを仕込んでいただきました。また、論文についても厳しく丁寧に査読していただき、数えきれない貴重なご指導、ご指摘を賜りました。深く御礼申し上げます。

京都大学大学院工学研究科岸田潔准教授には、特に、私が2011年1月から2013年3月まで京都大学に在籍していた時に大変お世話になりました。学位についても、早く取得するようにと厳しくも暖かいお言葉を幾度も掛けていただきました。また、私の学位論文の草稿をお読みいただき、多くの貴重なご指摘をいただきました。

パシフィックコンサルタンツの松長剛博士、鉄道総研の岡野法之博士、安藤・間の宇津木慎司博士には、朝倉教授の研究室の社会人博士の先輩として、学位取得について、貴重な助言や励ましを多くいただきました。特に松長剛博士には、私が学生時代にトンネルの変状予測解析法をご教授いただき、共に取り組ませていただきました。その時に学んだ知見、手法は本論文にも色濃く残っております。

私の勤務先である鉄道総研トンネル研究室の室長である小島芳之博士には、私が学位を取得するために、社会人博士として京都大学に入学したいと相談した時、快く了承の上、後押ししていただきました。また、小島博士には多くの変状トンネルの調査に同行させていただき、その変状原因や対策工の考え方についての小島博士の貴重な知識を学ばせていただきました。本研究の遂行において、あらゆるところで重要となるトンネルの維持管理技術の基礎は小島博士からお教えいただいたところが大きいと感じております。

鉄道総研トンネル研究室の主任研究員である野城一栄博士には、私がトンネル研究室に配属した時から、直属の上司として、研究の進め方をご指導いただきました。野城博士の研究テーマを手伝わせていただく中で学んだことは本論文の基礎となっています。また、野城博士は本論文の主題である路盤隆起に関する一連の研究の共同研究者であり、野城博士なくして、今の私もこの学位論文もないことは明白です。

鉄道総研に出向しておられた北海道旅客鉄道株式会社の中西祐介氏には、鉄道総研における路盤隆起のテーマの共同研究者として、事例調査や模型実験を手伝っていただきました。

その他、鉄道総研トンネル研究室の皆様、出向でトンネル研究室に在席されていた皆様には大変お世話になりました。

本論文で実施した全ての模型実験は、株式会社テスの松本吉雄氏にご協力いただきました。静的破砕材を使用するといった変わり種の模型実験もしっかりと形にさせていただきました。

鉄道総研地質研究室の室長である川越健博士には、以前トンネル現場におられた地質のプロフェッショナルという点で、トンネル研究室内では得られないような貴重な知見を多く学ばせていただきました。

JR 総研エンジニアリングの石田良二博士とは、2008 年にある山岳トンネルの路盤隆起関係の業務とともに実施した時、岩石の吸水膨張に関する知見を惜しみなくお教えいただきました。石田博士から語られる話に興味を持ち、本学位論文の主題が決まったと言っても過言ではありません。

土木学会トンネル工学委員会インバートに関する検討部会に参加した経験も非常に大きいと感じております。同部会は 2010 年 10 月～2014 年 1 月まで活動しており、私も幹事として参加させていただきました。本論文の着想や本論文におけるインバートや路盤隆起に対する筆者の考え方は、インバートに関する検討部会の委員との議論の中で育まれたものが多くあります。小島芳之部会長、岩尾哲也副部会長、富澤直樹幹事長をはじめ、委員の皆様には深く御礼申し上げます。

朝倉研の学生の皆様にもお世話になりました。特に、私が大学に助教として在籍していた時、D3 の保田尚俊君と多くの学術的な議論をしたことは思い出深いです。

朝倉研の秘書の西村さんには、私の面倒なお願いにも嫌な顔一つせず、いつも優しく対応していただきました。

その他にも多くの方に支えられてこの論文の完成に至りました。最後に、私の家族や私を支えてくださった多くの方々に感謝いたします。